

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

PAR

RAYES SAMIR

1^{ère} THÈSE. — " Recherche expérimentale sur diverses dispositions d'armatures d'âme dans les poutres en béton armé ".

2^e THÈSE. — Propositions données par la Faculté.

" Mise en équations de l'évolution du fluide dans les moteurs suralimentés en vue de l'utilisation des machines à calculer. "

Soutenues le 29 - 9 - 1970 devant la Commission d'examen.

MM. SIESTRUNCK *Président.*

VICHNIEVSKY
ROBINSON } *Examineurs.*

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

P A R

RAYES SAMIR

1^{ère} THÈSE. — " Recherche expérimentale sur diverses dispositions d'armatures d'âme dans les poutres en béton armé ".

2^e THÈSE. — Propositions données par la Faculté.

" Mise en équations de l'évolution du fluide dans les moteurs suralimentés en vue de l'utilisation des machines à calculer. "

Soutenues le 29 - 9 - 1970 devant la Commission d'examen.

MM. SIESTRUNCK *Président.*

VICHNIEVSKY
ROBINSON } *Examineurs.*



INTRODUCTION

1 - BUT DE LA RECHERCHE.

Il est nécessaire, pour assurer la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé, d'y disposer des armatures d'âme. Ces dernières peuvent être réalisées de deux façons :

a) le premier moyen consiste à disposer dans l'âme des cadres de couture d'inclinaison variable comprise entre 0° et 45° par rapport à la section droite.

b) le second moyen employé consiste à utiliser les barres de flexion dans les régions où elles ne sont pas utiles en les relevant à 45° pour leur donner une position perpendiculaire aux fissures permettant ainsi une couture adéquate de l'âme.

Cependant, d'après les essais de MORSCH, il semble que les barres relevées toutes seules soient incapables d'assurer la résistance de l'âme à l'effort tranchant. Par ailleurs, le règlement en vigueur, le CC BA 68, à l'imitation de règlements plus anciens, interdit de confier plus de 60 % de la résistance à l'effort tranchant aux barres relevées et prescrit que pour le reste on ait recours à des armatures d'âme droites.

Comment ces dernières viennent-elles au secours des premières et en quoi sont-elles nécessaires ? Demandons-nous ce qui se passe au coude côté armature tendue d'une barre relevée à 45° dont la figure (1) représente divers détails. Ce coude constitue un noeud où aboutissent, à la membrure tendue, deux diagonales (croquis a). La résultante de la traction dans la diagonale tendue

formée par la barre relevée et de la compression dans la bielle de béton constituant la diagonale (croquis b). Cette résultante n'est sans doute pas appliquée exclusivement à la barre de la membrure qui se relève, mais à un certain volume de béton autour du noeud. Et heureusement car si comme il est normal, la partie relevée de cette barre est susceptible de travailler à la contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}_a$ la partie non relevée travaillerait alors à $\bar{\sigma}_a \sqrt{2}$. La dite résultante d'ailleurs doit être équilibrée par l'ensemble de la membrure c'est-à-dire être répartie entre toutes les barres constitutives de cette dernière qui, à quelque distance du noeud sont également tendues, si le béton n'est pas disloqué.

Il y a donc transmission d'efforts tangents par le béton, soit dans le sens vertical (lit 1 croquis c), soit dans le sens horizontal (lit 2 croquis c) et (croquis d).

Pour que cette transmission soit sûre, il faut des coutures qui attachent le noeud à la membrure.

Le système auxiliaire d'armatures d'âme droites ne fournirait-il pas ce système d'attaches ? En conséquence de quoi son rôle dépasserait celui qui consiste à équilibrer une partie de l'effort tranchant que lui donnent les règlements.

Pour tenter d'élucider ce point, sept poutres de même section, de même longueur, ayant même armature de traction, mais des armatures d'âme différentes ont été soumises à l'essai dans des conditions identiques.

Les quatre premières (BX1, BX2, BX3, BX4) avaient pour but de nous renseigner sur le comportement des barres relevées soit seules, soit renforcées par des armatures droites, vis à vis de l'effort tranchant.

Les trois dernières (BX5, BX6, BX7) ne comportant plus des barres relevées, avaient pour but de nous permettre d'établir une comparaison entre les poutres possédant des barres relevées et celles possédant seulement des armatures d'âme droites ou inclinées.

2 - DESCRIPTION DES CORPS D'EPREUVE.

2,1 - Eléments communs à toutes les poutres.

Les poutres sont destinées à être essayées, posées sur deux appuis simples et chargées en deux points distants de 0,80 m et symétriques par rapport à leur milieu.

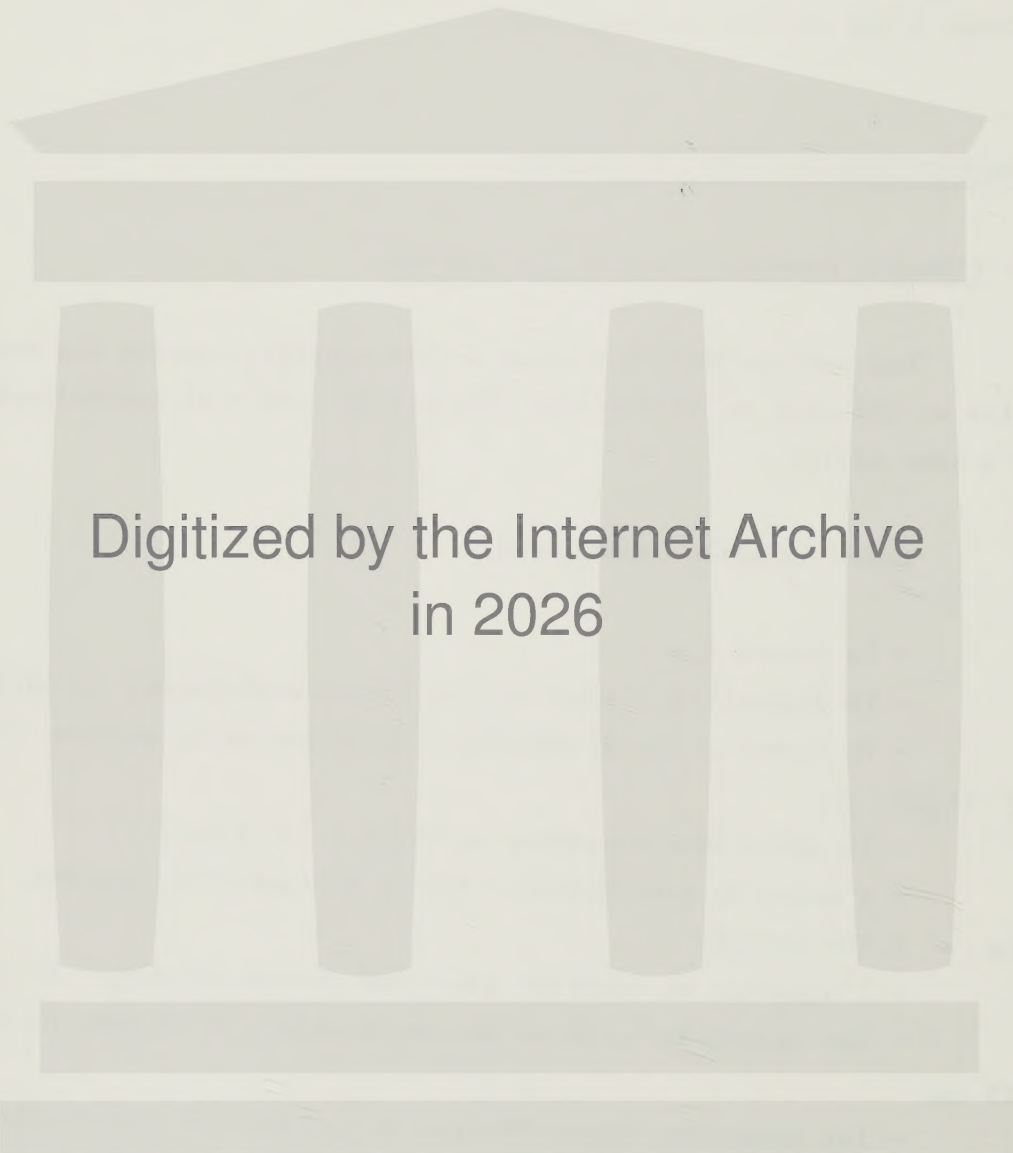
Leurs éléments communs sont :

- la portée 5 m ;
- le dispositif d'essai et les forces extérieures qui en découlent ;
- la forme et les dimensions du coffrage de la section transversale en T figure (2).

- la résistance escomptée du béton : 300 kg/cm² ;
- l'acier du type Tentor à limite d'élasticité garantie

$$\sigma_e = 4\,500 \text{ kg/cm}^2 ;$$

- l'armature de traction dans leur partie centrale : 12 TT 25 ;
- les cadres de la table de compression : TT 10 avec un espacement de 15 cm.
- les armatures longitudinales de la table de compression destinées à équilibrer les efforts susceptibles de se développer durant la manutention : 6 TT 14 ;
- les armatures des abouts formées de cadres de frettage TT 10 ;
- autres éléments communs à toutes les poutres : les armatures d'âme ont été calculées conformément à la théorie du treillis pour offrir une résistance théorique à l'effort tranchant égale à la charge de rupture par flexion.



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41551624_0039

Les dimensions de la table de compression ont été déterminées pour que la rupture par flexion survienne par l'acier.

Pour déterminer la charge de rupture théorique la valeur z du bras de levier a été prise égale à $7/8 h$.

Eu égard à ces hypothèses :

M de rupture = $\Omega a \cdot \sigma a \cdot z = 12 \cdot 4,91 \cdot 4\ 500 \cdot 7/8 \cdot 50 = 177\ \text{tm}$
d'où la charge de rupture :

$$\frac{117\ \text{tm}}{2,10} = 55,6$$

Ωa = section des aciers de flexion

σa = limite élastique des aciers

2,2 - Différentes armatures d'âme utilisées dans les poutres

2,21 - La poutre BX1 ne comportait dans son âme que des barres relevées, Huit barres sur douze ont été relevées deux par deux.

Le relevage de ces barres a été étudié de manière à ce que la contrainte des aciers de flexion ne dépasse sensiblement en aucun point leur contrainte dans la zone de moment constant .

2,22 - La poutre BX2 était identique à la précédente à la différence près que les barres relevées ont été couturées aux barres filantes. Les coutures ont été calculées comme coutures des jonctions par adhérence des barres relevées aux barres filantes, la longueur de jonction étant égale à la distance entre noeuds.

Les coutures sont en forme de doubles cadres TT 8 ; $\sigma_e = 4\ 500\ \text{kg/cm}^2$.

Calcul du nombre des coutures :

Le diamètre des barres relevées $D = 25\ \text{mm}$

Le diamètre des coutures $d = 8\ \text{mm}$

Le nombre de coutures entre deux noeuds est n

La résistance des coutures doit être égale à la résistance des barres relevées. Or, la résistance d'une barre relevée dont la contrainte atteint la limite élastique est de $\pi \frac{D^2}{4} \sigma_e$. La résistance des coutures se trouvant entre deux noeuds et dont la contrainte a atteint également la limite élastique est de $2\pi \frac{d^2}{4} \sigma_e \cdot n$; le coefficient 2 étant dû à ce que pour une barre relevée les coutures ont deux brins intéressés.

$$\text{d'où : } \pi \frac{D^2}{4} \sigma_e = 2 \pi \frac{d^2}{4} \sigma_e \cdot n$$

$$n = \frac{1}{2} \left(\frac{D}{d} \right)^2 \quad n = 5$$

Il a été disposé cinq coutures entre deux noeuds.

2,23 - Dans la poutre BX3 six barres sur douze ont été relevées en évitant toujours que la contrainte des aciers de traction ne dépasse sensiblement en aucun point leur contrainte dans la zone de moment constant. En conséquence, la contribution de ces barres relevées et du béton n'a pu équilibrer qu'une fraction de l'effort tranchant ; l'autre fraction a été équilibrée par le concours d'épingles verticales formées de TT 10.

Soit T_R la fraction de l'effort tranchant que concourent à équilibrer les barres relevées et T_d la fraction que concourent à équilibrer les armatures verticales.

La relation d'équilibre d'après la théorie du treillis s'écrit :

$$T_R + T_d = T$$

$$\text{d'où : } \frac{A_R z}{t_R} + \frac{A_d z}{t_d} = T$$

A_R = aire de la section droite d'un cours d'armatures verticales ;
 A_d = aire de la section droite d'un cours d'armatures inclinées à 45° ;
 t_R = espacement horizontal entre deux cours d'armatures verticales ;
 t_d = espacement horizontal entre deux cours d'armatures inclinées à 45° ;
 z = bras de levier du couple élastique.

Eu égard aux valeurs de :

$$A_R = 9,82 \text{ cm}^2$$

$$t_R = 69 \text{ cm}$$

$$z = 7/8 h = 44 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = \sigma_e = 4\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_d = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$T = 55,6 \text{ tonnes}$$

La fraction de l'effort tranchant susceptible d'être équilibrée par le concours des barres relevées est de $T_R = 39,72 \text{ t}$.

Les armatures verticales doivent contribuer à équilibrer la différence :

$$T - T_R = 55,6 \text{ t} - 39,72 \text{ t} = 15,88 \text{ t}.$$

d'où la valeur de $t_d = 19,5 \text{ cm}$.

2,24 - La poutre BX4 était identique à la poutre BX3 à la différence près que les épingles verticales ont été remplacées par des cadres en U verticaux également de même section et de même espacement.

2,25 - Dans les trois poutres suivantes les barres relevées ont été remplacées par des armatures d'âme classiques.

a) La poutre BX5 comportait comme armature d'âme des cadres verticaux fermés TT 12.

L'espacement de ces cadres est donné par la relation :

$$t = \frac{A \sigma_a z}{T}$$

A = aire de la section droite d'un cadre = 2,26 cm²

$\sigma_e = \sigma_e = 4\,500$ kg/cm²

z = bras de levier du couple élastique

T = effort tranchant = 55 600 kg

$$\text{d'où : } t = \frac{44 \cdot 2,26 \cdot 4\,500}{55\,600} = 8 \text{ cm}$$

b) La poutre BX6 comportait comme armature d'âme des cadres fermés TT 10 inclinés à 45°.

l'espacement de ces cadres est donné par la relation :

$$t = \frac{A \sigma_e z \sqrt{2}}{T}$$

$$\text{d'où : } t = \frac{1,57 \cdot 4\,500 \cdot 44 \cdot \sqrt{2}}{55\,600} = 8 \text{ cm}$$

c) Quant à la poutre BX7 elle comportait comme armature d'âme des cadres fermés TT 10 inclinés à 22°30.

l'espacement de ces cadres est donné par la relation :

$$t = \frac{A \sigma_e z 1,30}{T}$$

$$\text{d'où : } t = \frac{1,57 \cdot 4\,500 \cdot 44 \cdot 1,30}{55\,600} = 7,4 \text{ cm}$$

Il est à noter que pour ces trois dernières poutres les aciers de traction ont été dimensionnés en évitant comme dans les poutres précédentes

que la contrainte des aciers ne dépasse sensiblement en aucun point leur contrainte dans la zone de moment constant.

3 - EXECUTION DES POUTRES D'ESSAI ET CARACTERES MECANQUES DES MATERIAUX.

3,1 - L'acier.

Toutes les armatures sont en acier Tentor dont la limite d'élasticité garantie est de 4 500 kg/cm².

Tous les aciers ont été systématiquement contrôlés ce qui a permis la détermination du module et de la limite d'élasticité. Cette dernière a toujours été supérieure à 4 650 kg/cm².

3,2 - Le béton.

La résistance escomptée du béton était de 300 kg/cm². Le ciment utilisé a été un ciment Portland au laitier CPAL-325. Les granulats se composaient de gravillons et sable silico-calcaire. La grosseur du granulat a été limitée à 16 mm pour les régions fortement ferraillées et à 25 mm pour les régions normales. Le béton a été de consistance réglée à l'essai au cône et a été mis en oeuvre au moyen de pervibrateurs de 32 mm. Les caractères mécaniques du béton ont été déterminés par l'essai de cylindres ϕ 16 x 32 cm à la compression et par l'essai de prismes 7 x 7 x 35 cm à la flexion (traction). La mesure de la déformation des éprouvettes a été effectuée au moyen d'un extensomètre mécanique type Tensotast. Elle a porté sur quatre bases de mesures placées sur des génératrices diamétralement opposées. Il a été prélevé un cylindre et trois prismes sur les gâchées d'ordre impair et un cylindre sur les gâchées d'ordre pair. La résistance du béton a été toujours supérieure à 300 kg/cm². Les poutres ont été coulées à l'endroit, c'est-à-dire table en-dessus, dans un coffrage en bois. Elles ont été décoffrées 48 heures après le bétonnage. Une cure de 15 jours en atmosphère de brouillard à la température ambiante a été appliquée à toutes les éprouvettes et à toutes les poutres. Ensuite, celles-ci ont été retournées grâce à deux roues en bois à l'intérieur desquelles elles s'emboîtaient en formant essieu, et ont été placées sur la plateforme d'essai.

4 - EXECUTION DES ESSAIS.

4,1 - Dispositif d'essai.

Les poutres posées sur appuis simples distants de 5 m sont soumises à l'action de deux charges symétriques par rapport au milieu de la portée et distantes de 80 cm.

Les poutres sont essayées à l'envers, les charges étant appliquées de bas en haut. Les réactions d'appui sont équilibrées par un portique fixe pouvant supporter jusqu'à 150 tonnes et une traverse oscillante de 96 tonnes. Cette dernière a pour but de supprimer toute action horizontale sur les poutres au cours de l'essai, figure (3).

Cette disposition des appuis et des charges permet d'avoir dans la poutre un effort tranchant nul entre les charges et constant partout ailleurs.

Des supports constitués de blocs de béton et de vérins à vis ont été prévus pour mettre en place les corps d'épreuve et pour les soutenir après la rupture.

Les deux charges s'exerçant sur la poutre de bas en haut sont fournies par deux vérins AMSLER d'une puissance maximale de 100 tonnes en régime statique et de 50 tonnes en régime dynamique.

Les deux vérins sont connectés en parallèle à un même distributeur alimenté par la pomme d'un dynamomètre pendule AMSLER ; ce dernier a été étalonné en vue d'indiquer la charge relative à un vérin : c'est la raison pour laquelle, dans ce qui suit, nous repèrerons l'intensité des charges appliquées par les efforts P exercés par un seul vérin.

La répétition des charges a été réalisée au moyen de deux répéteurs de charge AMSLER, l'un asservi à l'autre et branchés en parallèle sur le distributeur approvisionnant les vérins.

4,2 - Plan de chargement.

Au début de l'essai de chaque poutre et sauf pour la première repérée BX1, le poids propre et le poids des accessoires ont été éliminés par un réglage à zéro du dynamomètre dès que la poutre d'essai a été au contact des appuis. Les surcharges statiques et dynamiques se sont succédées suivant le programme suivant :

Charge statique en tonnes.

0
6
12
0

0
12
18
0

0
18
24
0

0
24
30
0

etc...

Charge répétée en tonnes.

Charge minimale en tonnes		Charge maximale en tonnes
4	/	12
6	/	18
8	/	24
10	/	30

Jusqu'à la charge de rupture. .

II - POUTRES POSSEDANT DES BARRES RELEVÉES.

1 - ESSAIS DES POUTRES BX1 ET BX2 (BARRES RELEVÉES SEULES).

1,1 Mesures effectuées.

Les mesures qui ont été effectuées lors des essais de ces deux poutres ont porté sur :

a : les flèches à mi-portée et au droit des charges

b : les largeurs des fissures sur les deux faces de l'âme et sur trois lignes longitudinales :

La ligne G au niveau des centres de gravité des aciers de flexion dans la zone centrale ;

La ligne M à mi-hauteur de la poutre ;

La ligne B ligne à mi-distance entre les deux précédentes figure(4)

1,2 - Observation des essais des poutres BX1 et BX2.

Il est à rappeler, que la poutre BX1, ne comporte que des barres filantes et des barres relevées.

Lors du chargement, les fissures de flexion apparaissent à la charge de 12 tonnes au niveau des armatures de traction, perpendiculairement à ces dernières et se propagent dans l'âme. A partir de 18 tonnes, certaines fissures obliques dues à l'effort tranchant se dessinent ; à la charge de 30 tonnes, ces fissures obliques deviennent très nettes et ne cessent de s'accroître. A la charge de 48 tonnes, une fissure horizontale très visible est déjà formée au niveau des

centres de gravité des aciers tendus. Cette fissure devient de plus en plus nette et continue à s'accroître jusqu'à la charge de rupture.

A cette dernière l'âme se disloque complètement. Il est à noter que la table de compression reste intacte à part certaines fissures assez légères qui surviennent probablement lors du déchargement, dues au moment négatif, figure (5).

Par ailleurs, une fissure transversale apparaît à chaque about

La valeur de la charge de rupture a été de 62 300 kgf. Cependant comme il a été mentionné précédemment, il faudrait retrancher de cette charge la valeur équivalente à la moitié du poids propre de la poutre ; cette dernière pesant 3 000 kg, la charge de rupture à retenir est de 60 800 kgf.

La poutre BX2 contient les mêmes barres relevées que la poutre BX1 mais comporte en sus des coutures au droit des relevages des barres. Lors du chargement, les fissures de flexion apparaissent à la charge de 6 tonnes ; elles sont situées au niveau des aciers de traction et de direction perpendiculaire à ces dernières ; leur nombre est très limité. A la charge de 12 tonnes, ces fissures de flexion se propagent le long de la poutre. A 18 tonnes, certaines fissures obliques d'effort tranchant apparaissent ; à 30 tonnes, ces fissures obliques deviennent très nettes et ne cessent de se propager vers la table de compression jusqu'à la charge de rupture qui a lieu à 62 700 kg ; la table de compression est écrasée et la poutre périt par flexion, figure(6).

1,3 - Comparaison entre les poutres BX1 et BX2 et Interprétation des mesures.

1,31 - Flèche.

Les mesures des flèches totales, résiduelles et élastiques (la différence des deux premières) ont été effectuées à chaque palier de chargement ; ces valeurs montrent que les flèches mesurées sur chacune des faces des deux poutres sont identiques. En comparant les valeurs des flèches avant et après le chargement dynamique, il apparaît aussi que la répétition des charges a pour conséquence d'augmenter légèrement cette flèche de 5 % à 10 % ; d'autre part,

la poutre BX 1 présente une flèche supérieure à celle de la poutre BX 2 ; cet écart reste minime jusqu'à la charge de 36 tonnes, mais, à partir de cette charge, l'écart entre les deux flèches va en augmentant pour atteindre 10 mm à la charge de 60 tonnes.

1,32 - Fissuration.

Les valeurs des mesures effectuées montrent que la fissuration est pratiquement identique sur les deux faces des poutres. La somme des largeurs des fissures mesurées sur la ligne LG au niveau du centre de gravité des aciers de traction est tout d'abord légèrement plus forte pour la poutre BX 2 que pour la poutre BX 1, l'écart demeurant de l'ordre du millimètre ; cet écart passe par un maximum vers la charge de 30 tonnes pour changer de signe à partir de la charge de 42 tonnes où la poutre BX 1 se fissure nettement plus que la poutre BX 2 ; à la charge de 54 tonnes, cette somme des largeurs des fissures dépasse 30 mm pour la poutre BX 1, alors qu'elle est de l'ordre de 10 mm pour la poutre BX 2. Le même phénomène a lieu vis à vis de la largeur moyenne et maximale des fissures ; jusqu'à la charge de 36 tonnes, l'ouverture moyenne des fissures de la poutre BX 2 dépasse de 10 % à 20 % celle de la poutre BX 1, mais à partir de cette charge c'est cette dernière qui présente la fissuration la plus accentuée ; à la charge de 54 tonnes, la largeur moyenne des fissures dépasse 4/10 mm pour la poutre BX 1, alors qu'elle atteint 1/10 mm pour la poutre BX 2. Il semble donc qu'à faible charge la somme des ouvertures des fissures est plus grande pour la poutre BX 2 sans que les largeurs individuelles soient beaucoup plus élevées (c'est le nombre des fissures qui est supérieur dans la poutre BX 2) du fait que les cadres jouent le rôle d'inducteurs de fissures ; à partir d'une charge voisine de la charge de service, il y a accentuation rapide de la largeur cumulée des fissures pour la poutre BX 1 ainsi d'ailleurs que les largeurs individuelles Figure (7).

Par ailleurs, l'aspect même de la fissuration est très différent pour les deux poutres. La figure (8) où il a été représenté en ordonnée la largeur absolue des fissures et en abscisse leur position, met en évidence

cette différence : pour la poutre BX1, les fissures les plus larges atteignant une ouverture de 4 mm, se trouvent dans les régions où agit l'effort tranchant alors qu'elles ne dépassent pas une largeur de 0,25 mm dans la région du moment fléchissant maximum ; pour la poutre BX2, les fissures les plus accentuées atteignant une largeur de 1 mm se trouvent dans la région du moment fléchissant maximum, alors qu'elles ne dépassent pas une largeur de 0,3 mm dans la région où agit l'effort tranchant.

1,33 - Mécanisme de rupture.

L'analyse de la rupture des deux poutres BX1 et BX2 met en évidence deux mécanismes tout à fait différents.

La rupture de la poutre BX1 a eu lieu après l'apparition et la progression d'une déchirure horizontale au niveau des aciers de flexion ; cette déchirure est très nette dans la région où agit l'effort tranchant spécialement dans les zones où les barres ont été relevées.

Le mécanisme du treillis suppose des noeuds aux rencontres des bielles comprimées et des aciers obliques tendus, d'une part, et des barres filantes d'autre part ; c'est aux noeuds que s'effectue la transmission de l'effort horizontal à l'ensemble de la membrure. Les barres relevées n'étant pas solidarisées aux barres filantes, le béton a été amené à lui seul à transmettre les efforts.

Le béton à lui seul étant incapable d'assumer cette transmission, il s'est fissuré, ce qui a causé une rupture d'ancrage des barres relevées et l'âme s'est disloquée. En conséquence, il y eut une rupture d'adhérence des aciers de traction le long de la poutre qui a fonctionné en arc ; les aciers ont été sollicités par des efforts supérieurs à ceux pour lesquels ils avaient été calculés, ce qui explique d'ailleurs les valeurs assez élevées des largeurs des fissures dans la région où agit l'effort tranchant, fissures dont il a été question plus haut. Par ailleurs, le manque de solidarité entre les barres relevées et les barres filantes explique aussi la brusque accentuation de la fissuration à partir de la charge de 48 tonnes où est apparue la fissure longitudinale au niveau des aciers de traction.

Il est à noter enfin que la charge de rupture observée de 60.800 kg a été inférieure à la charge ultime calculée en se basant sur les valeurs réelles de la limite élastique de l'acier ($\sigma_e = 5\,090 \text{ kg/cm}^2$) et de la résistance du béton ($\sigma'_b = 352 \text{ kg/cm}^2$) et qui a été évaluée à 62 700 kg.

Pour la poutre BX2 par contre la présence des coutures a permis la transmission de l'effort horizontal agissant sur les noeuds à l'ensemble de la membrure. Le treillis a pu se constituer, l'âme est restée intacte, les aciers de flexion ont atteint la limite élastique ce qui a eu pour conséquence l'augmentation de la courbure de la poutre et l'écrasement de la table de compression. L'allongement des aciers a été mesuré à partir de la somme des largeurs des fissures dans la région où le moment est maximal ; cet allongement relatif atteint la valeur de 610^{-3} , ce qui correspond à une contrainte de $5\,100 \text{ kg/cm}^2$ valeur supérieure à la limite élastique de l'acier qui s'élève à $4\,950 \text{ kg/cm}^2$.

Enfin, la considération des charges de rupture des deux poutres BX1 et BX2 met en évidence une anomalie pour la poutre BX1, du fait que le rapport des charges ultimes observées diffère du rapport des contraintes élastiques des aciers.

M	calculé (BX1)	5 085	
			=
M	calculé (BX2)	4 950	= 1,03

M	observé (BX1)	60 800	
			=
M	observé (BX2)	62 700	= 0,97

Cette différence de 6 % jointe aux autres éléments de comparaison est significative.

2 - ESSAIS DES POUTRES BX3 et BX4 (BARRES RELEVÉES ET ARMATURES DROITES).

2,1 - Mesures effectuées.

Les mesures qui ont été effectuées lors des essais de ces deux poutres ont porté sur :

a - Les flèches à mi-portée et au droit des charges (figure 4) d'une façon identique à celle des deux poutres précédentes ;

b - Les largeurs des fissures sur les deux faces de l'âme et sur les trois lignes longitudinales L_G , L_M , L_B ;

c - Les déformations des bielles supposées inclinées à 45° grâce à la pose de plots et de jauges électriques collés sur les deux faces de l'âme des poutres.

d - Les déformations de la table de compression au moyen de jauges.

2,2 - Description des essais de BX3 et BX4.

Il est à rappeler que la poutre BX3 comporte comme armature d'âme six barres relevées et des épingles TT 10 espacées de 19,5 cm.

Lors du chargement, les fissures de flexion apparaissent à la charge de 12 tonnes. A partir de 18 tonnes, certaines fissures d'effort tranchant apparaissent. A la charge de 30 tonnes, ces dernières apparaissent très nettement et se propagent vers la table de compression. A la charge de 48 tonnes, il s'est formé sur la face tendue de la poutre une fissure longitudinale assez importante sur laquelle nous reviendrons lors de la comparaison entre les deux poutres BX3 et BX4. A la charge de 60 tonnes, les fissures s'ouvrent de plus en plus et la courbure de la poutre s'amplifie du fait de l'allongement des aciers

de traction ; la rupture survient à la charge de 60 200 kg par l'écrasement de la table de compression.

La poutre BX4 est identique à la poutre BX3 à la différence que les épingles de cette dernière ont été remplacées par des cadres en U de même section et de même espacement.

Lors du chargement, les fissures de flexion apparaissent à la charge de 12 tonnes. Les fissures obliques dues à l'effort tranchant apparaissent à la charge de 18 tonnes et ne cessent de s'accroître en s'approchant de la table de compression d'une façon identique à celle de la poutre BX3. La poutre périt par flexion à la charge de 65 tonnes avec écrasement de la table de compression.

2,3 - Comparaison entre les poutres BX3 et BX4. Interprétation des mesures.

2,31 - Flèches.

Les mesures des flèches totales résiduelles et élastiques pour les deux poutres ont été effectuées à chaque palier de chargement.

Il y apparaît, que les mesures de flèches sur les deux faces d'une même poutre sont identiques et que l'accentuation des flèches par la répétition des charges est moins marquée que pour les poutres BX1 et BX2 (de l'ordre de 5 %)

Par ailleurs, la poutre BX3 présente une flèche supérieure à celle de la poutre BX 4, l'écart commence à s'accroître à la charge de 36 tonnes et atteint à la charge de 58 tonnes la valeur de 2 cm.

Il semble donc que la présence des armatures fermées a un effet bénéfique sur la grandeur de la flèche ; c'est ce qui ressort de la figure (9) où les poutres BX2 et BX4, c'est-à-dire celles qui comportent des cadres présentent

des flèches inférieures (surtout pour les hautes charges) à celles de la poutre BX 1 qui ne comporte aucune couture et de la poutre BX 3 qui comporte des épingles seulement.

2,32 - Fissuration.

Il ressort des mesures effectuées que chacune des poutres BX 3 et BX 4 présente le même état de fissuration sur les deux faces.

Jusqu'à la charge de 24 tonnes, la somme des ouvertures des fissures de la poutre BX 4 est légèrement supérieure à celle de la poutre BX 3 ; mais à partir de cette charge, le phénomène s'inverse ; à la charge de 60 tonnes, la somme des ouvertures des fissures atteint 14 mm pour la poutre BX 3, alors qu'elle ne dépasse pas 10 mm pour la poutre BX 4. Le même processus se remarque pour ce qui est de la largeur moyenne des fissures.

Il apparaît donc que les cadres fermés sont inducteurs de fissures pour les faibles charges, où le nombre des fissures de la poutre BX 3 est inférieur à celui des fissures de la poutre BX 4 ; mais par leur présence, ils arrivent très vite à arrêter l'augmentation de la fissuration.

Quant à l'aspect de la fissuration, c'est-à-dire la répartition des fissures le long des poutres, il est sensiblement le même pour les deux poutres BX 3 et BX 4, avec une largeur des fissures maximale de 1,5 mm pour la poutre BX 3 et 1 mm pour la poutre BX 4.

2,33 - Fissuration longitudinale.

A partir de la charge de 36 tonnes, des fissures longitudinales apparaissent sur la face tendue de la poutre BX 3 ; ces fissures se rejoignent à

la charge de 48 tonnes ce qui donne lieu le long de la poutre à une fissure continue, dont la largeur ne cesse de s'accroître (voir figure 10).

A la charge ultime, la largeur de cette fissure varie entre 0,1 et 4 mm avec une valeur moyenne de 0,7 mm.

Par contre n'apparaissent sur la face tendue de la poutre BX 4 que quelques fissures qui d'une part ne se rejoignent pas, d'autre part, gardent une très faible largeur. Figure (11)

Le diagramme de la figure (12) montre nettement la différence de comportement des poutres BX 3 et BX 4.

La largeur moyenne de la fissure longitudinale qui atteignait 0,7 mm dans la poutre BX 3 ne dépasse pas 0,1 mm dans la poutre BX 4.

2,34 - Ouverture résiduelle des fissures.

Il semble qu'après déchargement, les fissures de la poutre BX 4 se ferment nettement mieux que celles de la poutre BX 3 ; la somme des ouvertures résiduelles des fissures ne dépasse pas 3 mm pour la poutre BX 4, alors qu'elle atteint 7 mm pour la poutre BX 3.

2,35 - Déformation des bielles.

Les mesures des déformations des bielles, sur les deux faces des poutres BX 3 et BX 4 mettent en évidence la différence de comportement entre les deux poutres. Dans la poutre BX 3, les raccourcissements relatifs des bielles mesurées sur la face ouest, sont systématiquement supérieurs à ceux mesurés sur la face est, et ceci, quelle que soit la position de la bielle étudiée ; à la

la charge de 60 tonnes, les premiers atteignent la valeur de $480 \cdot 10^{-6}$ alors que les seconds ne dépassent pas la valeur de $380 \cdot 10^{-6}$

Dans la poutre BX4, les raccourcissements mesurés sur les deux faces de la poutre sont identiques.

Ces différences de comportement entre les deux poutres BX3 et BX4, s'expliquent par la présence des épingles dans la poutre BX3 et des cadres en U dans la poutre BX4.

Dans la poutre BX3, sous l'effet de la mise en traction de la branche unique de l'épingle, celle-ci a tendance à se dérouler autour de la barre de traction ; d'autre part, les bielles comprimées, s'appuyant sur les barres de traction disposées près des faces de l'âme, engendrent deux forces obliques et égales f_2 ; les composantes horizontales de ces forces f_2 ont tendance à créer une traction transversale, qui a pour conséquence l'apparition de la fissure longitudinale observée sur la face tendue.

Dans la poutre BX4, les deux facteurs de fissuration cités plus haut sont éliminés par la présence des coutures, qui empêchent le fendage de la poutre en équilibrant les efforts de traction transversaux. C'est d'ailleurs ces mêmes cadres en U qui contribuent à la fermeture des fissures après déchargement, observée dans la poutre BX4, alors que les épingles de la poutre BX3 n'arrivent pas à jouer le même rôle.

Comme conséquence de ce fendage longitudinal, les deux faces de la poutre BX3 subissent des déformations différentes, observées plus haut, alors que la poutre BX4 ne subissant aucune désorganisation, ni fendage, présente deux faces soumises aux mêmes déformations.

Enfin, la différence entre les charges de rupture des deux poutres

s'explique par la résistance du béton plus élevée dans la poutre BX4 que dans la poutre BX3 :

$$\frac{\text{Charge rupture BX4}}{\text{Charge rupture BX3}} = \frac{65 \text{ tonnes}}{60,2 \text{ tonnes}} = 1,08$$

$$\frac{\text{Résistance du béton (BX4)}}{\text{Résistance du béton (BX3)}} = \frac{375}{351} = 1,07$$

III - MERITES RESPECTIFS DES DIVERSES SORTES DE FERRAILLAGE.

1 - POUTRES COMPORTANT SEULEMENT DES CADRES D'ÂME.

1,1 - Poutres BX5, BX6 et BX7.

Il est à rappeler que ces trois poutres ne comportent plus des barres relevées comme armature d'âme, mais des cadres fermés classiques. La poutre BX5 comporte des cadres verticaux ; la poutre BX6, des cadres inclinés à 45° ; enfin, la poutre BX7 des cadres inclinés à $22^\circ 30'$.

1,2 - Mesures effectuées.

Les mesures qui ont été effectuées lors des essais de ces deux poutres ont porté sur :

a - Les flèches et les fissures comme précédemment ;

b - Les déformations des bielles supposées inclinées à 45° grâce à la pose de plots et de jauges électriques collés sur les deux faces de l'âme des poutres.

c - Les déformations des cadres d'âme au moyen de plots soudés sur les deux branches des cadres.

d - Les déformations de la table de compression et de l'acier de traction.

1,3 - Rupture des poutres BX5, BX6 et BX7.

Les trois poutres ont péri par flexion. Les contraintes des aciers de traction déduites des déformations mesurées ont dépassé la valeur de 5 100 kg/cm², ce qui a accentué l'ouverture des fissures dans la région médiane et causé l'écrasement du béton de la table de compression

Les charges de rupture sont assez voisines pour les trois poutres :

64 800 kg pour la poutre BX5

66 100 kg pour la poutre BX6

65 800 kg pour la poutre BX7.

Il est à noter que ces charges de rupture observées sont toutes supérieures à la charge ultime calculée en tenant compte des résistances du béton et de la limite élastique des aciers et qui est de 62 500 kg environ.

2 - COMPARAISON ENTRE LES DIVERS FERRAILLAGES.

Des études précédentes, il ressort que les deux poutres BX1 et BX3 ne comportant aucune couture, sont anormales et ont un comportement défectueux

Il n'en sera plus tenu compte dans la comparaison ultérieure.

Il demeure par ailleurs, 5 poutres normales ; la poutre BX2, non usuelle, mais saine, la poutre BX4 assez usuelle, la poutre BX5 très usuelle, la poutre BX6 moins fréquente et enfin la poutre BX7 qui l'est encore moins.

2,1 - Flèche.

Il ressort des mesures des flèches totales, résiduelles et élastiques pour les poutres BX 5, BX 6 et BX 7, que les valeurs des flèches mesurées sur les faces Est et Ouest sont identiques ; par ailleurs, la répétition des charges a pour effet d'accentuer très légèrement cette flèche, mais moins que pour les poutres BX 2 et BX 4. Néanmoins, cette augmentation est plus visible pour la poutre BX 5 que pour les poutres BX 6 et BX 7.

D'autre part, de la comparaison entre les cinq poutres mentionnées plus haut, il résulte que la poutre BX 6 présente la flèche minimale suivie de la poutre BX 7, elle-même suivie par la poutre BX 5 ; les poutres BX 2 et BX 4 présentent une flèche équivalente à la poutre BX 7 jusqu'à 60 tonnes. Au delà de cette charge, les flèches de ces deux poutres augmentent brusquement jusqu'à atteindre 6 cm et 5 cm . Figure (13)

2,2 - Fissuration.

Pour les trois poutres, les fissures apparaissent à la charge de 12 tonnes, cependant, l'aspect de ces fissures diffère d'une poutre à l'autre. Dans la poutre BX 5 (armatures d'âme droites) les fissures sont uniformes, presque rectilignes et nettement plus nombreuses que pour les poutres BX 2 et BX 4.

Leur ouverture moyenne à la charge de 60 tonnes est d'environ 18/100 mm sur la ligne L_G figure(14).

Dans la poutre BX 6 (d'armatures inclinées à 45°) les fissures présentent une forme plutôt curviligne, elles naissent perpendiculairement à l'acier de traction et prennent en montant vers la table de compression une obliquité croissante jusqu'à faire un angle de 55° à 60° avec une perpendiculaire aux aciers ; elles sont assez fines, plus nombreuses que dans la poutre BX 5, mais gardent par contre des ouvertures très faibles, leur largeur moyenne à la charge de 60 tonnes ne dépasse pas 10/100 mm.

Dans la poutre BX 7, les fissures sont un peu moins nombreuses que celles de la poutre BX 6 et ont des ouvertures un peu plus accentuées 13/100 mm à la charge de 60 tonnes. La forme de ces fissures est curviligne, comme celle de la poutre BX 6.

C'est la poutre BX 6 (cadres inclinés à 45°) qui présente les fissures les moins ouvertes à tous les niveaux (G, M, B) suivie de la poutre BX 7 et enfin de la poutre BX 5,. Quant aux deux poutres BX 2 et BX 4, elles se situent assez près de la poutre BX 5.

De même, c'est la poutre BX 6 qui présente les fissures les moins ouvertes une fois déchargée. Il semble donc que l'inclinaison des cadres présente une importance assez nette vis à vis des ouvertures des fissures, aussi bien que de la refermeture de ces fissures une fois la poutre déchargée. Quant à la distribution des largeurs des fissures en fonction des abscisses, elle est pratiquement identique, à la différence près, que pour la charge de 60 tonnes les fissures dépassent 2 mm de largeur dans la poutre BX 5 et atteignent 1,5 mm seulement dans les poutres BX 6 et BX 7.

2,3 - Déformation des bielles.

Les poutres se comportent de façon symétrique par rapport à leur plan moyen puisque les déformations des bielles mesurées sur la face Est et sur la face Ouest sont identiques. D'autre part, de l'allure des figures représentant les déformations relatives de plusieurs bases juxtaposées et situées sur la même bielle, il ressort que les bielles subissent une déformation uniforme donc une compression simple (cette compression est moins mise en évidence pour les poutres BX 4 et BX 5 que pour les deux suivantes du fait du nombre limité de mesures faites sur les deux premières) (figure 15).

Ces mesures effectuées mettent en évidence une différence de comportement entre les bielles d'about et les bielles situées dans les régions fortement fissurées ; les premières se déforment nettement moins que les secondes et cet écart en valeur absolue et relative est plus accentué pour la poutre BX 5, à cadres verticaux, que pour la poutre BX 6, à cadres inclinés à 45° ; il est intermédiaire pour la poutre BX 7 à cadres inclinés à $22^\circ 30'$ (figure 16).

Cependant, l'effort tranchant étant constant, les bielles d'about ainsi que les bielles des régions fortement fissurées subissent en principe la même contrainte et auraient dû, par conséquent, subir la même déformation.

Les contraintes ont été déduites des déformations grâce au diagramme "déformation-contrainte" d'un cylindre de béton en compression simple.

Les valeurs trouvées montrent que le taux de contrainte réel dans les bielles est nettement supérieur au taux de contrainte théorique.

Des deux anomalies citées ci-dessus découle une question : à savoir dans quelle mesure l'état de fissuration de la bielle ne joue-t-il pas un rôle vis à vis de sa déformation. C'est pour éclaircir ce problème que des essais annexes ont été effectués. Ils consistent à essayer des prismes de béton matérialisant la bielle de béton sous l'effet simultané d'une compression axiale et d'une traction transversale représentant l'action des cadres sur la bielle ; ces essais seront décrits par la suite.

2,4 - Sollicitations des cadres d'âme.

Les valeurs des déformations des cadres de l'âme ont permis de déterminer les contraintes.

Pour déterminer les contraintes à partir des déformations, on a adopté les valeurs E_a mesurées sur les aciers.

Du diagramme de la figure (17), il ressort que les deux branches de chaque cadre subissent la même contrainte. Cependant, bien que l'effort tranchant soit constant dans toute la région située entre l'appui et la charge, les cadres ne subissent pas la même sollicitation : cette dernière dépend de la position du cadre dans la poutre (figure 18).

Cette contrainte est maximale pour les cadres situés approximativement au milieu de la portée d'effort tranchant et ceci quelle que soit l'inclinaison des cadres de l'âme. D'autre part, même les cadres les plus sollicités subissent une contrainte moyenne inférieure à celle donnée par le calcul classique du treillis ; cet écart atteint 10 % à 15 % pour la poutre BX 6 ; 20 % pour la poutre BX 7 et 25 % pour la poutre BX 5. Par ailleurs, il est à noter qu'un même cadre ne subit pas les mêmes contraintes en chacun de ses points ; le diagramme de la figure (19) montre que la partie du cadre voisine des aciers de traction, c'est-à-dire de la région fortement fissurée est nettement plus sollicitée que la partie proche de la table de compression ; certaines contraintes locales dépassent même parfois la contrainte donnée par le calcul classique du treillis. Ceci n'est peut-être pas une loi absolue, cependant, une tendance assez nette.

De façon identique, il ressort que le petit côté du cadre situé au voisinage des aciers de traction est nettement plus sollicité que le petit côté situé dans la table de compression ; ceci est dû à ce que les deux branches longues du cadre sont sollicitées plus fortement dans leur partie inférieure que dans leur partie située dans la table de compression.

2,5 - Sollicitations des cadres de la table de compression.

L'étude des sollicitations a porté, dans la poutre BX 5, sur deux cadres situés dans la région de flexion circulaire. Il apparaît que la contrainte dans la partie supérieure du cadre, située dans une région de la table fortement comprimée est supérieure à celle de la partie inférieure située dans une région moins comprimée.

Cette même étude a porté dans la poutre BX 6 sur plusieurs cadres situés dans des sections où agissait un moment de flexion variable.

Les sollicitations de ces cadres sont proportionnelles au moment de flexion donc au taux de compression de la table. Il semble donc que la traction des cadres de la table peut être attribuée à l'effet de Poisson (Ceci a été mis en évidence par la comparaison entre les contraintes mesurées et les contraintes théoriques calculées, compte tenu du taux de compression de la table, du coefficient de Poisson et du module d'élasticité de l'acier formant les cadres.)

Par ailleurs, l'effort tranchant semble avoir peu d'influence sur le taux de contrainte de ces cadres du fait que l'effort de traction est pris par le béton.

CONCLUSIONS

Nous pensons pouvoir tirer de ces essais les conclusions suivantes :

- 1°/ Les barres relevées à elles seules sont insuffisantes pour renforcer la poutre vis à vis de l'effort tranchant.
- 2°/ La présence des ligatures aux noeuds "barres relevées, barres filantes" est absolument nécessaire pour empêcher l'éclatement du béton au droit du relevage.
- 3°/ Dans les poutres à armatures mixtes "barres relevées, armatures droites", les épingles sont incapables d'empêcher un fendage longitudinal de la poutre ; par contre, l'utilisation de cadres fermés arrête toute fissuration longitudinale.
- 4°/ Il semble que les bielles de béton subissent une compression simple ; en tout cas, aucune apparence de flexion n'a été décelée.
- 5°/ Les aciers des cadres de l'âme subissent une contrainte inférieure à la contrainte théorique déterminée par la théorie du treillis ; les diagrammes théorique et expérimental étant deux droites sensiblement parallèles.
- 6°/ Enfin, de la comparaison entre les poutres essayées il est à remarquer que la poutre BX6 offre le meilleur comportement ; par contre au point de vue facilité de façonnage, c'est la poutre BX5, à cadres verticaux, qui offre le plus d'avantages, d'autant plus que la différence de comportement entre ces deux poutres n'est pas excessive.

Cependant, le mauvais comportement des deux poutres BX1 et BX3 met en évidence une idée majeure : c'est que, quel que soit le choix du ferrailage, il faut absolument prévoir des coutures fermées qui empêchent le fendage et la désorganisation de l'âme des poutres.

IV - ESSAIS D'UN PRISME SOUMIS A LA TRACTION ET A LA COMPRESSION.

BUT DE L'ESSAI.

1 - RAPPEL.

Lors des essais des poutres BX, les déformations des bielles de béton ont été mesurées. A partir de ces dernières et grâce au diagramme "Déformation, contrainte, d'un cylindre de béton en compression simple", il a été possible de déterminer la valeur des contraintes de ces bielles. Il a été remarqué, que ces contraintes étaient supérieures aux valeurs théoriques, déduites à partir du schéma classique du treillis :

$$\sigma_b = \frac{2 \tau \cos \beta}{\beta + \cos \beta}$$

avec τ_b = contrainte de compression théorique des bielles,
 $\tau = \frac{I}{bz}$ = I = contrainte tangente du plan neutre,

β = angle des aciers de couture avec la normale au plan neutre,

Pour la poutre BX5, qui possède des cadres droits, la contrainte théorique déduite de l'équation (1) est égale à 108 kg/cm² pour la charge de 54 tonnes. Or, le taux de contrainte déduit des mesures de déformation des bielles d'about a atteint la valeur de 125 kg/cm² et celui déduit des mesures de déformation des bielles du centre a atteint la valeur de 190 kg/cm².

Le même phénomène a été constaté pour la poutre BX6 et la poutre BX7.

Poutre BX6 :

- les cadres sont inclinés à 45°
- charge 54 tonnes
- $\sigma'b$ = contrainte théorique calculée à partir de l'équation (1)
 $\sigma'b = 54 \text{ kg/cm}^2$,
- la contrainte des bielles déduite à partir des déformations des bielles d'about atteint 80 kg/cm^2 et celle déduite à partir des déformations des bielles du centre atteint 100 kg/cm^2 .

Poutre BX7 :

- les cadres sont inclinés à $22^\circ 30'$
- charge 54 tonnes
- $\sigma'b$ = contrainte théorique = 86 kg/cm^2 ,
- la contrainte déduite à partir des déformations atteint 100 kg/cm^2 pour les bielles d'about et 135 kg/cm^2 pour les bielles du centre.

2 - PROBLEME POSÉ.

Sous l'action de l'effort tranchant, le béton fissuré des âmes de poutre se décompose en bielles successives.

Si nous isolons par l'esprit une bielle, il est possible de l'assimiler à un prisme doublement sollicité .

D'une part, il est soumis à des contraintes de compression dirigées suivant la direction des fissures ; d'autre part, à des contraintes de traction développées grâce au jeu de l'adhérence, par les coutures d'âme qui sont dirigées suivant la direction de ces dernières. Pour une poutre armée avec des étriers inclinés à 45° par rapport à l'horizontale, ces deux efforts de compression et de traction sont perpendiculaires. Il résulte de cet état des efforts la question suivante :

Dans quelle mesure est-il exact d'utiliser pour traduire les déformations des bielles en contraintes, le diagramme classique "Déformation contrainte d'un cylindre soumis à la compression simple" comme il a été cité plus haut ?

D'autre part, cette source d'erreur suffit-elle pour expliquer les écarts constatés plus haut entre contraintes théoriques des bielles et contraintes déterminées grâce à la mesure des déformations ?

L'objet donc de cette recherche est d'étudier le comportement sous charge, de modèles d'âme de poutre, constitués par des fissures, soumis simultanément à une compression axiale et à une traction transversale dues à des aciers les traversant et de déterminer quantitativement les déformations du béton de ces modèles en fonction des contraintes de compression.

Pour une poutre armée avec des étriers inclinés à 45° par rapport à l'horizontale, ces deux efforts de compression et de traction sont perpendiculaires et les essais décrits ci-dessous se bornent à ce cas.

CORPS D'EPREUVE ET MESURES EFFECTUEES.

1 - PRISME D'ESSAI.

Le corps d'épreuve est composé d'un prisme droit de dimension 55 cm - 55 cm - 11,25 cm (voir figure 1a). L'armature transversale sollicitée à la traction est formée par 5 cadres TT 10 d'espacement 11 cm.

La résistance requise du béton est de 350 kg/cm² à 28 jours.

Le prisme décrit représente une bielle et une similitude a été respectée entre largeur du corps d'épreuve et largeur de l'âme des poutres pour l'obtention d'une contrainte de traction du béton identique dans les deux cas (traction due aux armatures transversales).

Le prisme comporte par ailleurs deux têtes de traction de dimensions 35 cm - 55 cm - 15 cm.

Deux vérins Proceq viennent prendre appui sur ces blocs d'about pour créer la traction transversale.

2 - MESURES

L'allongement des aciers transversaux a été mesuré grâce à des plots distants de 10 cm et soudés sur les cadres.

Le raccourcissement du béton a été mesuré grâce à des plots collés sur les deux faces latérales du prisme.

EXECUTION DE L'ESSAI.

1 - DISPOSITIF D'ESSAI.

Le corps d'épreuve repose sur un bloc de béton par l'intermédiaire de lamelles de néoprène. La compression s'effectue grâce à un vérin Amsler prenant appui sur un portique. L'effort exercé par le vérin est transmis au corps d'épreuve par l'intermédiaire d'un chevêtre (voir figure 2a).

La traction horizontale s'effectue grâce à deux vérins Proceq prenant appui chacun sur un tripode. La liaison entre vérins et armature transversale se fait grâce à deux couples de flasques d'épaisseurs 20 mm enserrant les têtes de traction des deux côtés.

La stabilité transversale de la pièce est assurée par deux tiges métalliques prenant appui d'un côté sur le chevêtre, de l'autre sur les montants du portique.

2 - PLAN DE CHARGEMENT.

Les valeurs des contraintes successives du béton comprimé et de l'acier tendu correspondent comme suit :

$\sigma' b$ kg/cm ²	σa kg/cm ²
0	0
10	790
20	1 580
30	2 370
40	3 160
50	3 950
60	4 740
80	4 740
100	4 740
120	4 740
140	4 740
160	4 740

La force maximale de traction a atteint la valeur de 37,2 tonnes,
soit : $\sigma a = 4\,740$ kg/cm².

La force maximale de compression a atteint la valeur de 99,2 tonnes,
soit : $\sigma' b = 160$ kg/cm².

INTERPRETATION DES MESURES.

La figure 3a représente, tracés sur le même graphique les deux diagrammes "déformation contrainte", l'un relatif à un cylindre soumis à une compression simple, l'autre relatif à un prisme soumis à la double sollicitation : traction et compression de directions perpendiculaires.

Il est à remarquer que pour une même contrainte de compression du béton, le prisme doublement sollicité se déforme plus que le cylindre soumis à la compression simple.

Pour une contrainte de 100 kg/cm^2 :

La déformation du cylindre est de $0,34 \cdot 10^{-3}$

La déformation du prisme est de $0,48 \cdot 10^{-3}$

soit une augmentation de l'ordre de 40 %.

En utilisant le nouveau diagramme "déformation contrainte" ; il a été possible de traduire en contraintes les déformations des bielles mesurées pour la poutre BX6.

Les résultats se situent dans le tableau suivant :

Charge tonnes	Charge tonnes	$\frac{\Delta l}{l}$	σ_1	σ_2	$\sigma_t = \tau$	$\sigma_1 / \tau = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$	$\frac{\sigma_2}{\sigma_t}$
bielle d'about	42	175	54	44	42	1,22	1,04
bielle du centre	42	235	74	55	42	1,76	1,30
bielle d'about	48	230	72	52	48	1,50	1,08
bielle du centre	48	235	90	65	48	1,87	1,35
bielle d'about	54	250	78	57	54	1,44	1,05
bielle du centre	54	300	92	68	54	1,70	1,25
bielle d'about	60	280	88	62	60	1,46	1,03
bielle du centre	60	360	110	80	60	1,83	1,33

Charge = la valeur de chacun des efforts P auxquels a été soumis la poutre BX6 ;

$\frac{\Delta l}{l}$ = raccourcissements des bielles mesurés lors de l'essai BX6 ;

σ_1 = contrainte déduite de la déformation mesurée par l'intermédiaire du diagramme "Déformation contrainte d'un cylindre en compression simple" ;

σ_2 = contrainte déduite de la déformation mesurée par l'intermédiaire du diagramme "Déformation contrainte d'un prisme doublement sollicité" ;

σ_t = contrainte théorique du béton déduit de l'équation 1.

Il semble donc d'après les valeurs du tableau précédent que les contraintes de compression dans les bielles couturées dans des directions perpendiculaires aux fissures (armatures à 45°) prennent des valeurs voisines de celles déterminées par la théorie du treillis si l'on tient compte de l'état de fissuration de ces bielles ; en utilisant donc pour traduire les déformations ou contraintes le diagramme "Déformation contrainte d'un prisme doublement sollicité" ; les valeurs théoriques et expérimentales de ces contraintes sont d'autant plus proches que l'effet du moment fléchissant est négligeable (voir figure 4a).

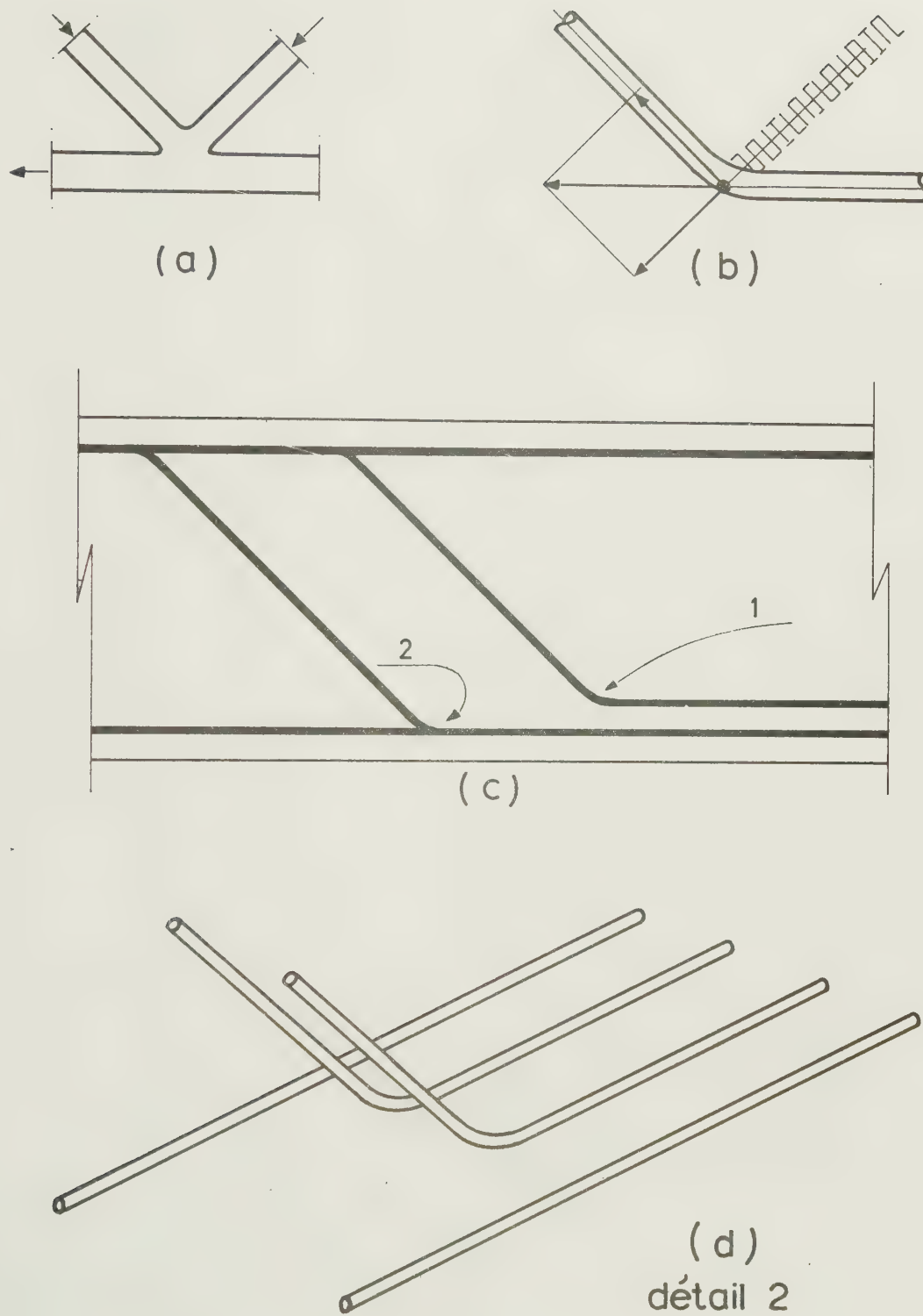


FIG: 1

LE COUDE, COTE ARMATURE TENDUE, D'UNE BARRE RELEVÉE A 45°

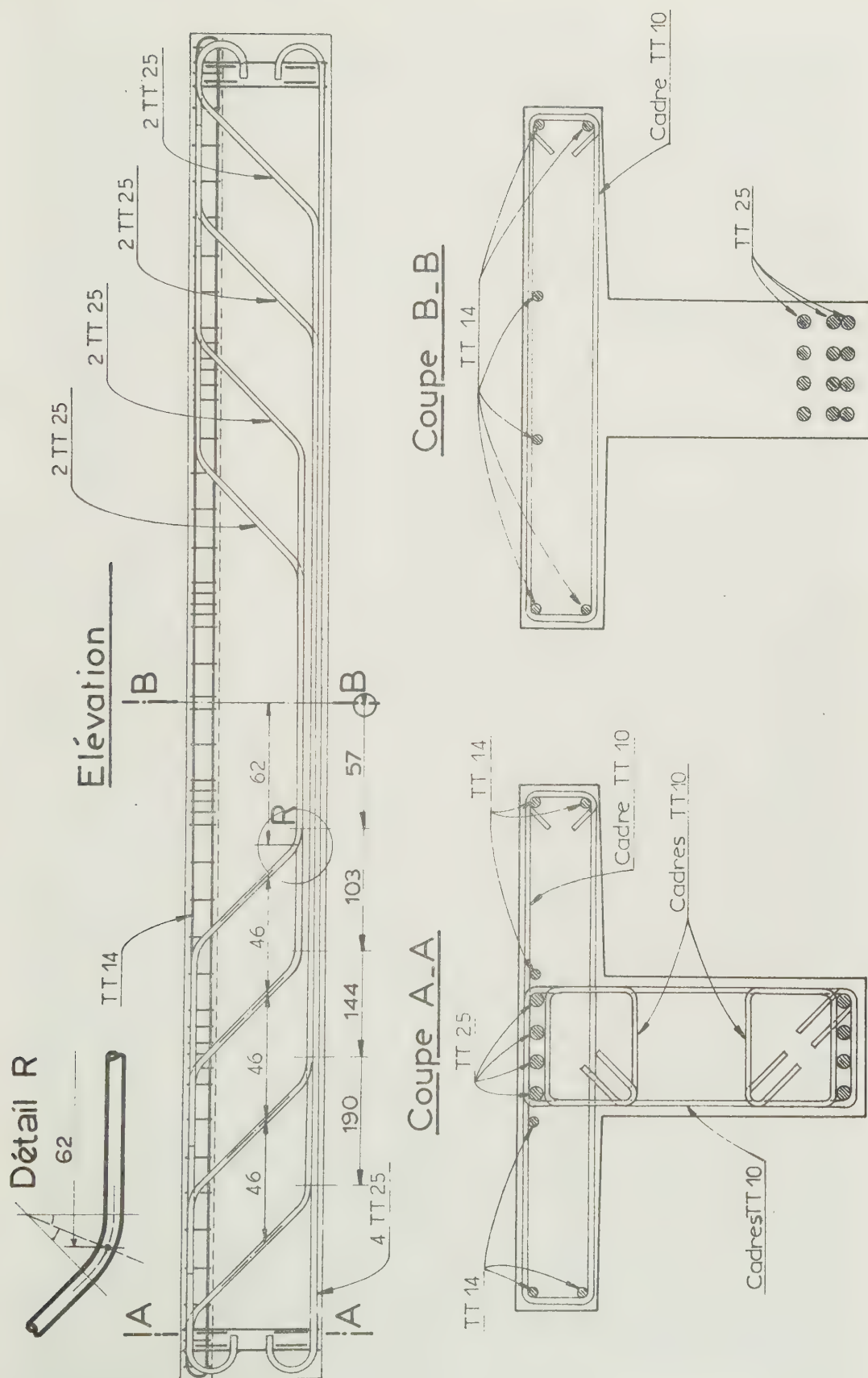
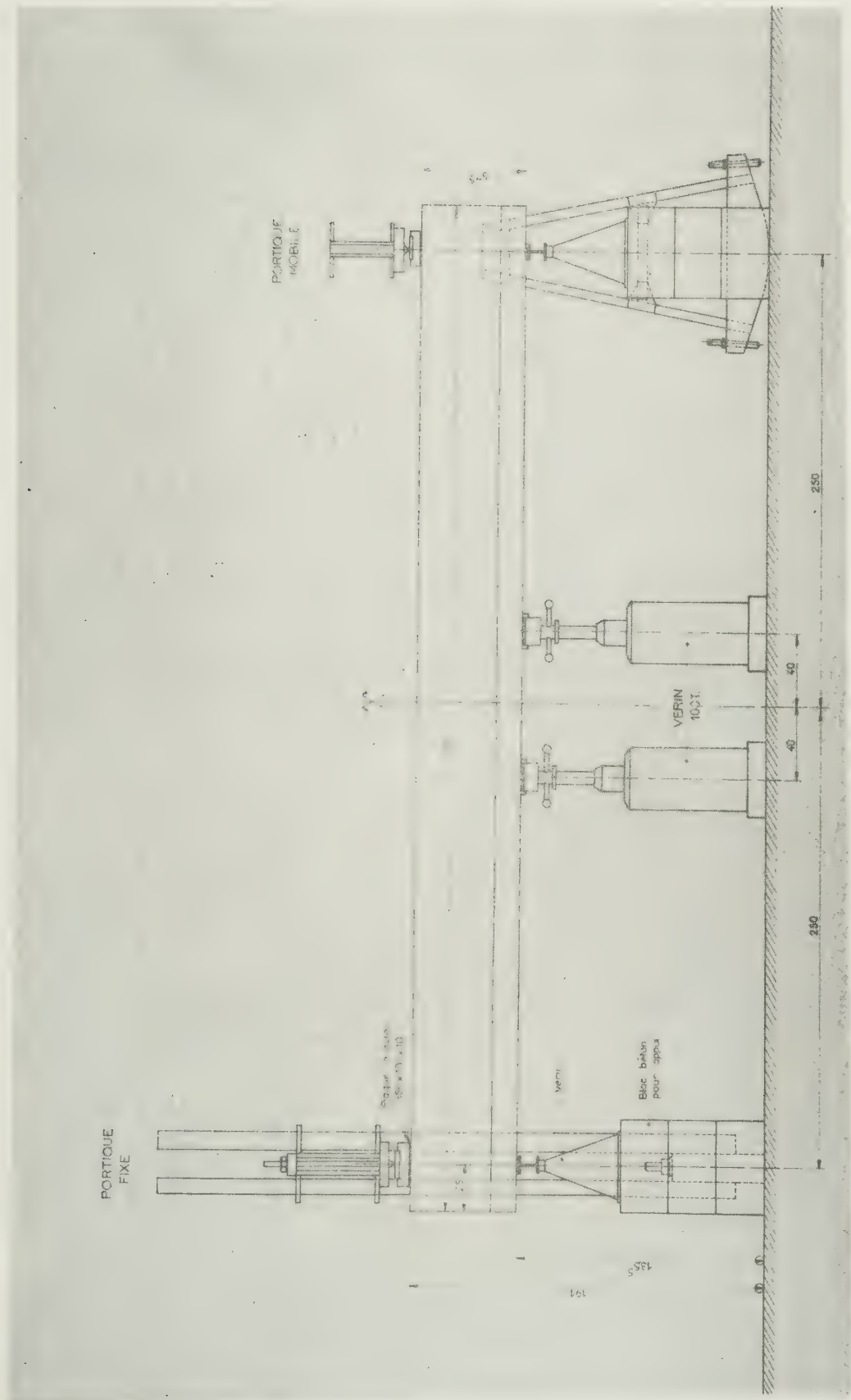
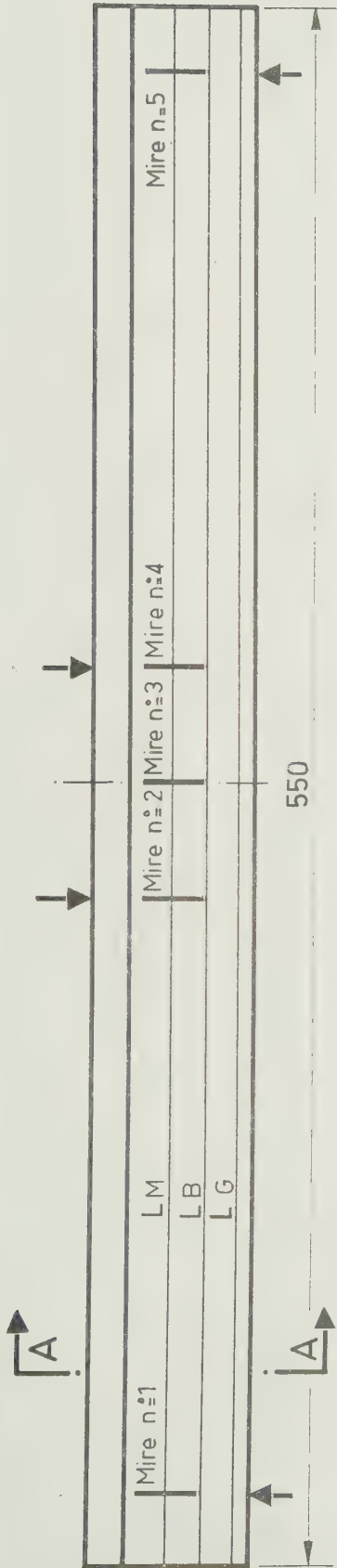


FIGURE 2 . - FERRAILLAGE DE LA POUTRE BX 1

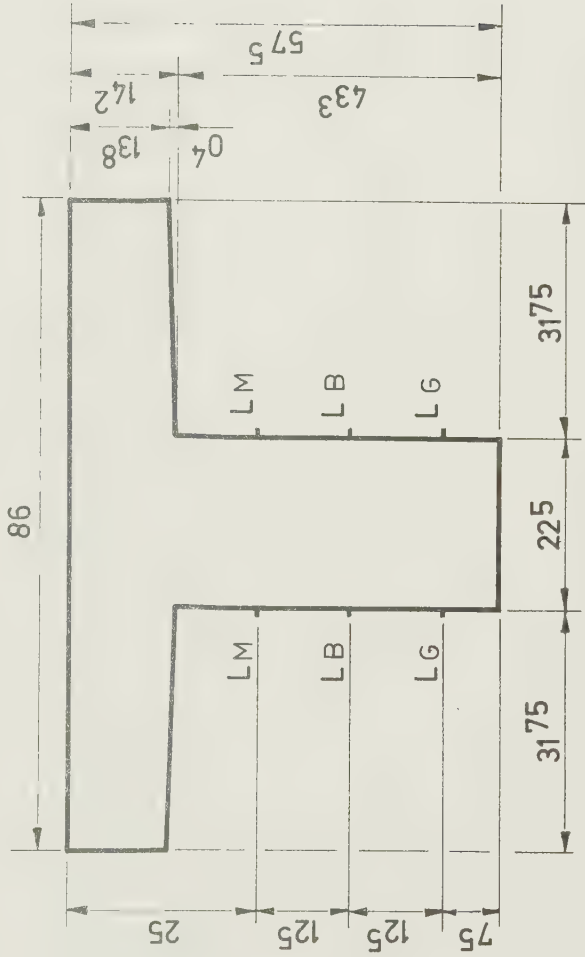
FIGURE : 3



ELEVATION



Coupe A



Position des lignes LG, LB, LM

Position des mires donnant les trois flèches f_1 f_2 f_3

FIGURE 4

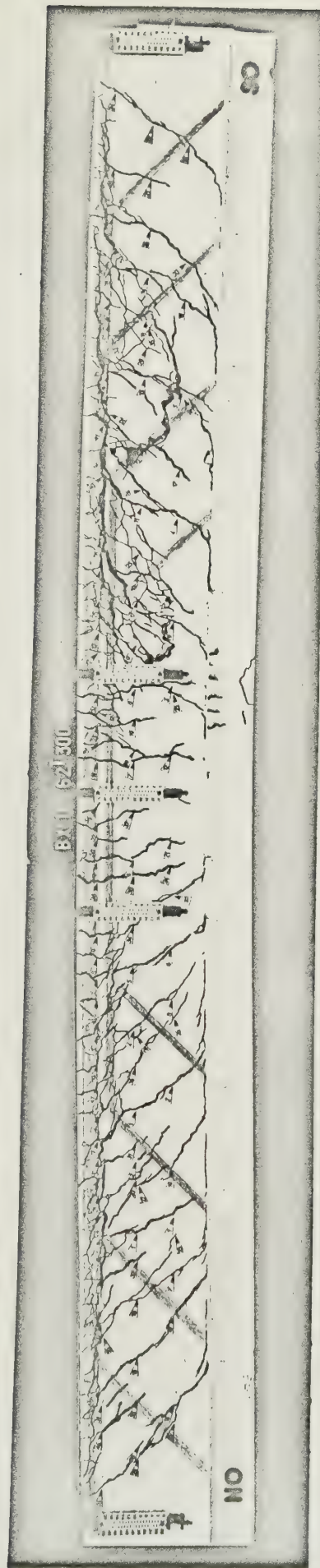
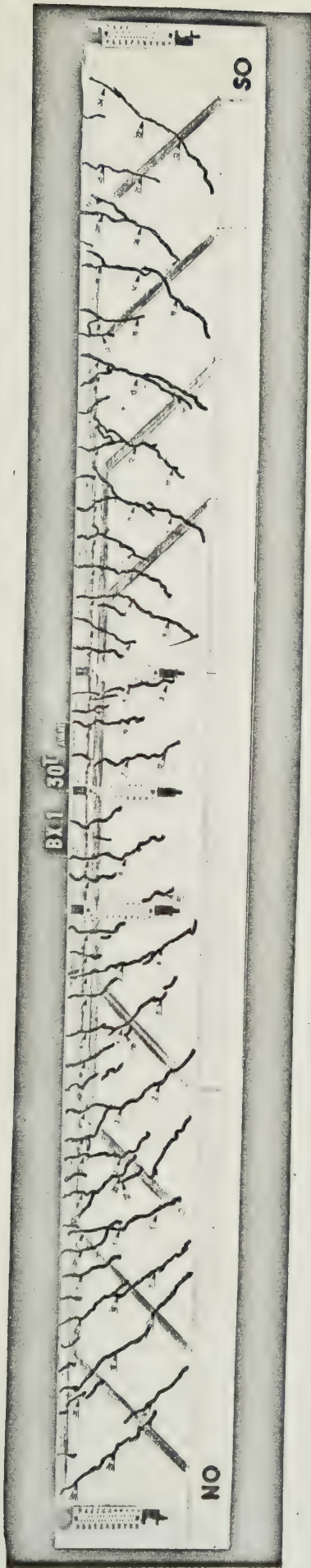


Figure : 5 – Poutre BX1 face OUEST
 sous charge de 28,5 t (30,15=28,5)
 sous charge de rupture de 60,8 t (62,3-1,5=60,8)

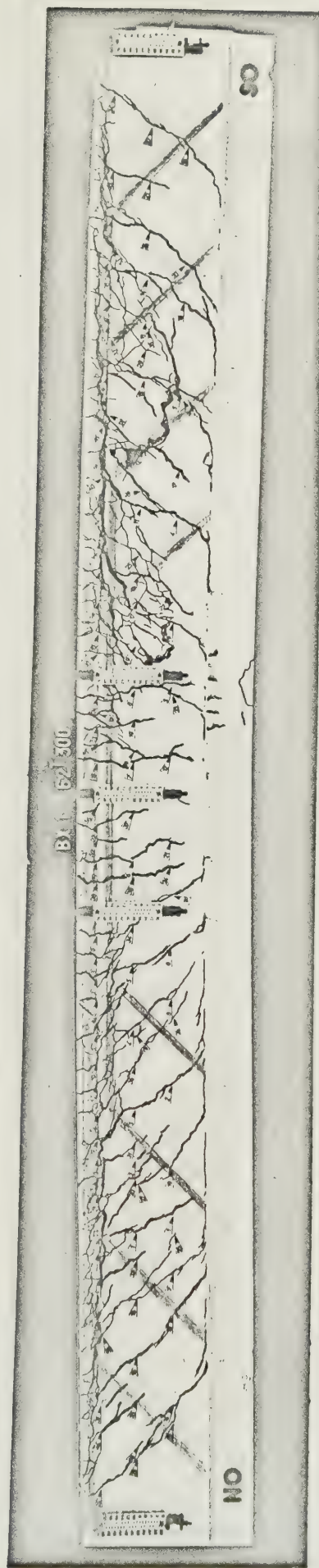
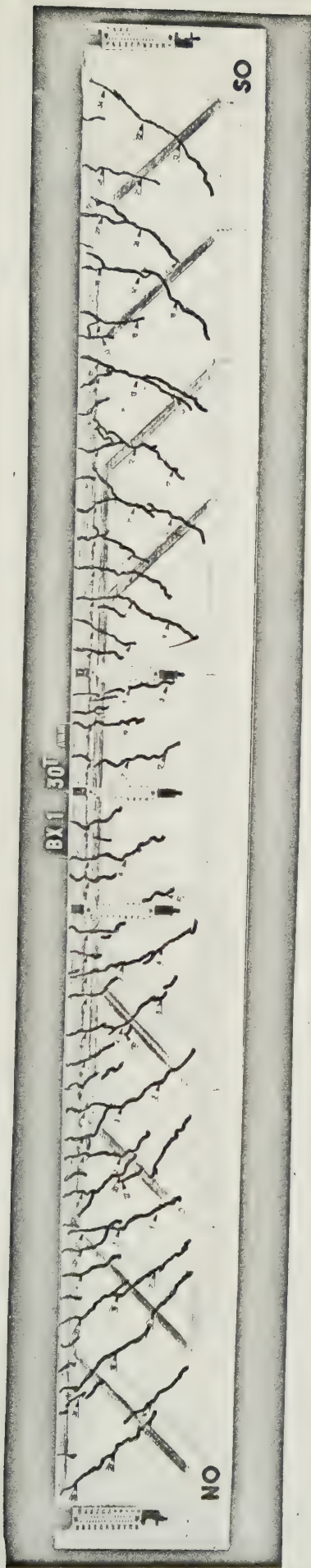


Figure : 5 _ Poutre BX1 face OUEST
 sous charge de 28,5 t (30,15=28,5)
 sous charge de rupture de 60,8 t (62,3-1,5=60,8)

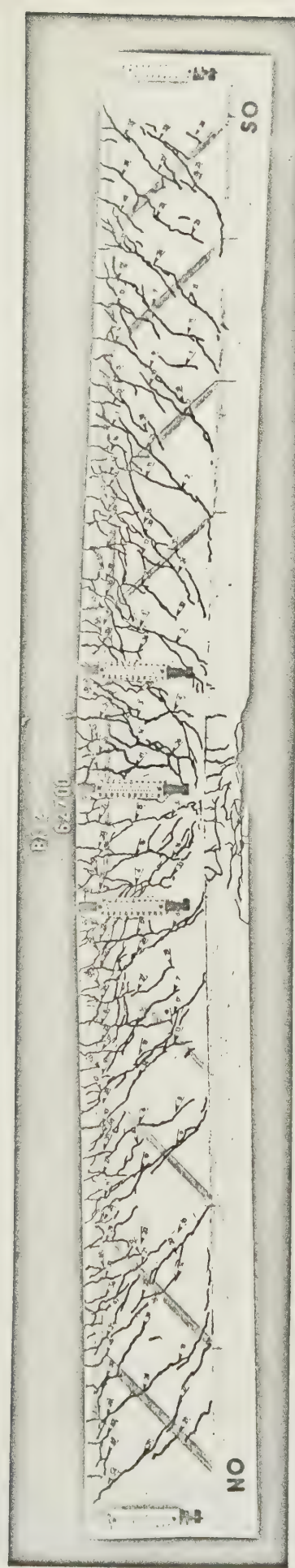
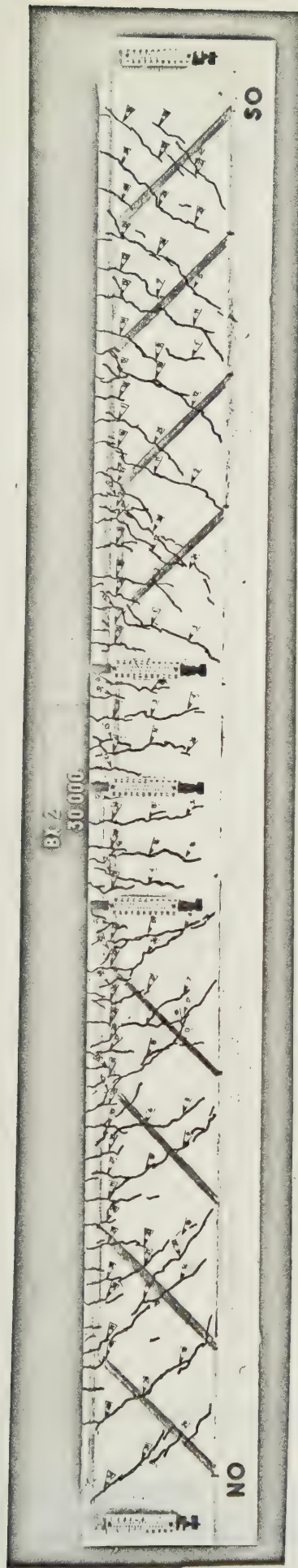


Figure: 6 _Poutre BX 2 face OUEST
 sous charge de 30 t
 sous charge ultime

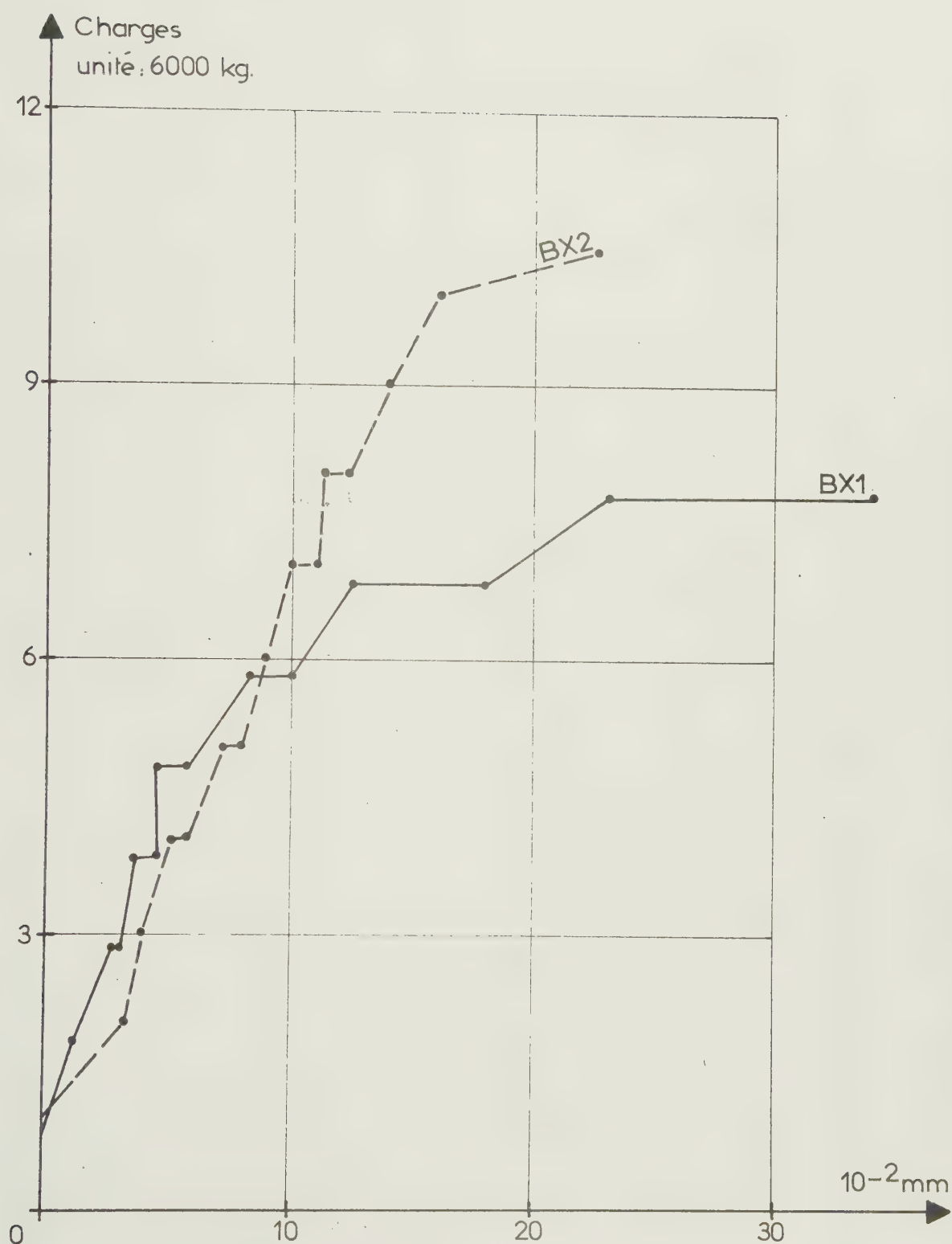


FIG. 7. MOYENNE DES OUVERTURES DES FISSURES FACE OUEST
SUR LA LIGNE **G**_COMPARAISON ENTRE LES POUTRES **BX1.BX2.**

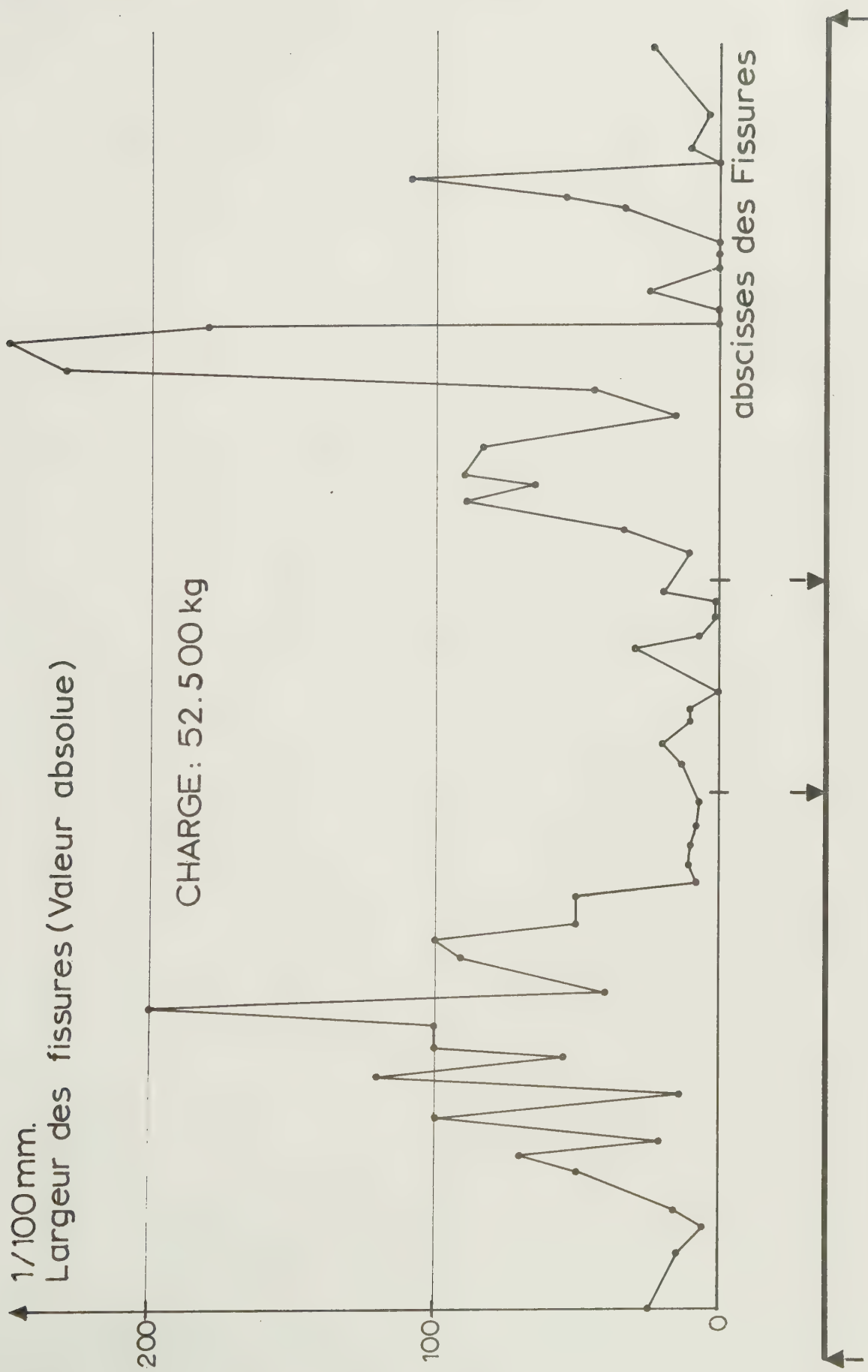


FIG. 8..LARGEUR DES FISSURES EN FONCTION DE LEUR POSITION :
NIVEAU LIGNE G . POUTRE BX 1

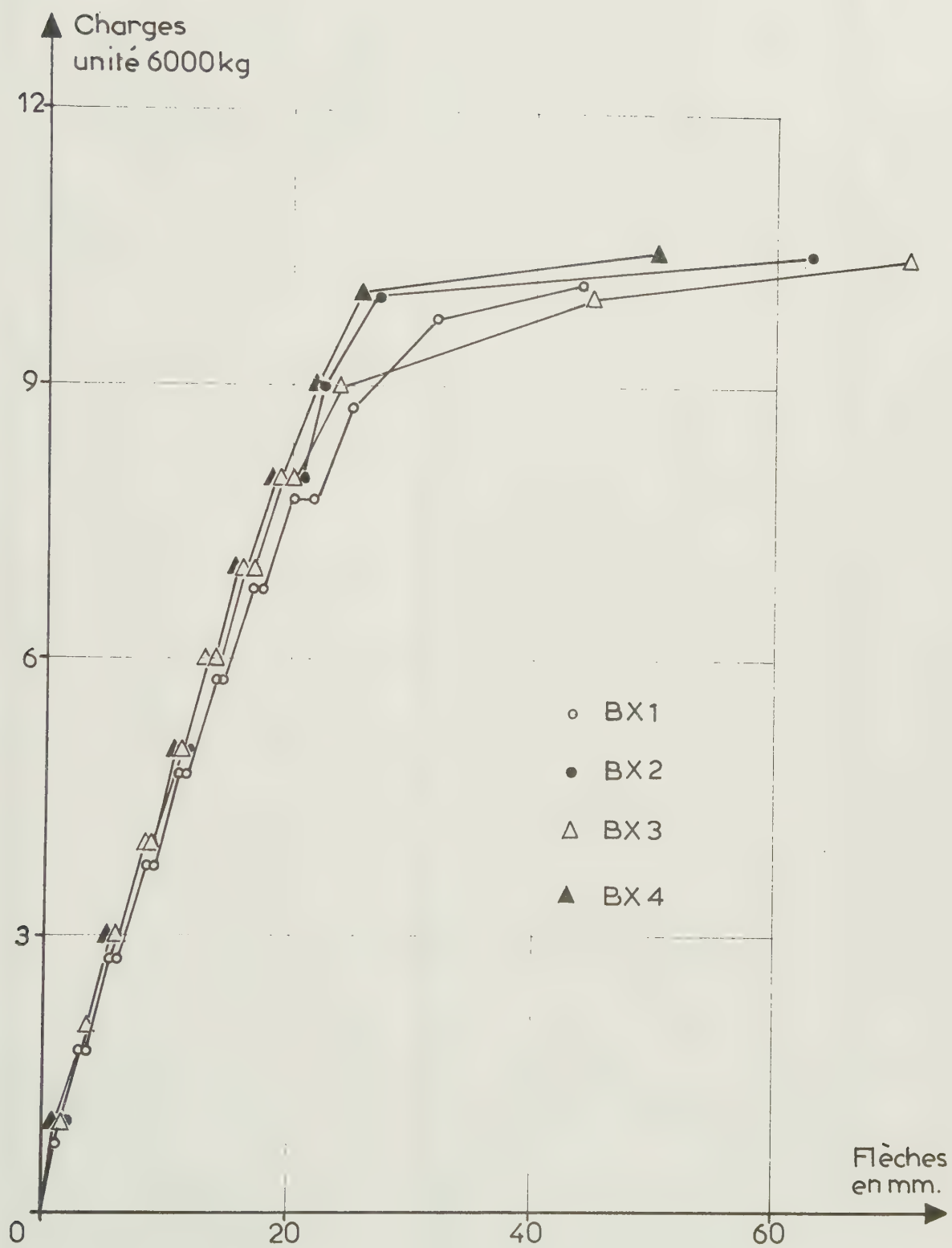


FIG: 9

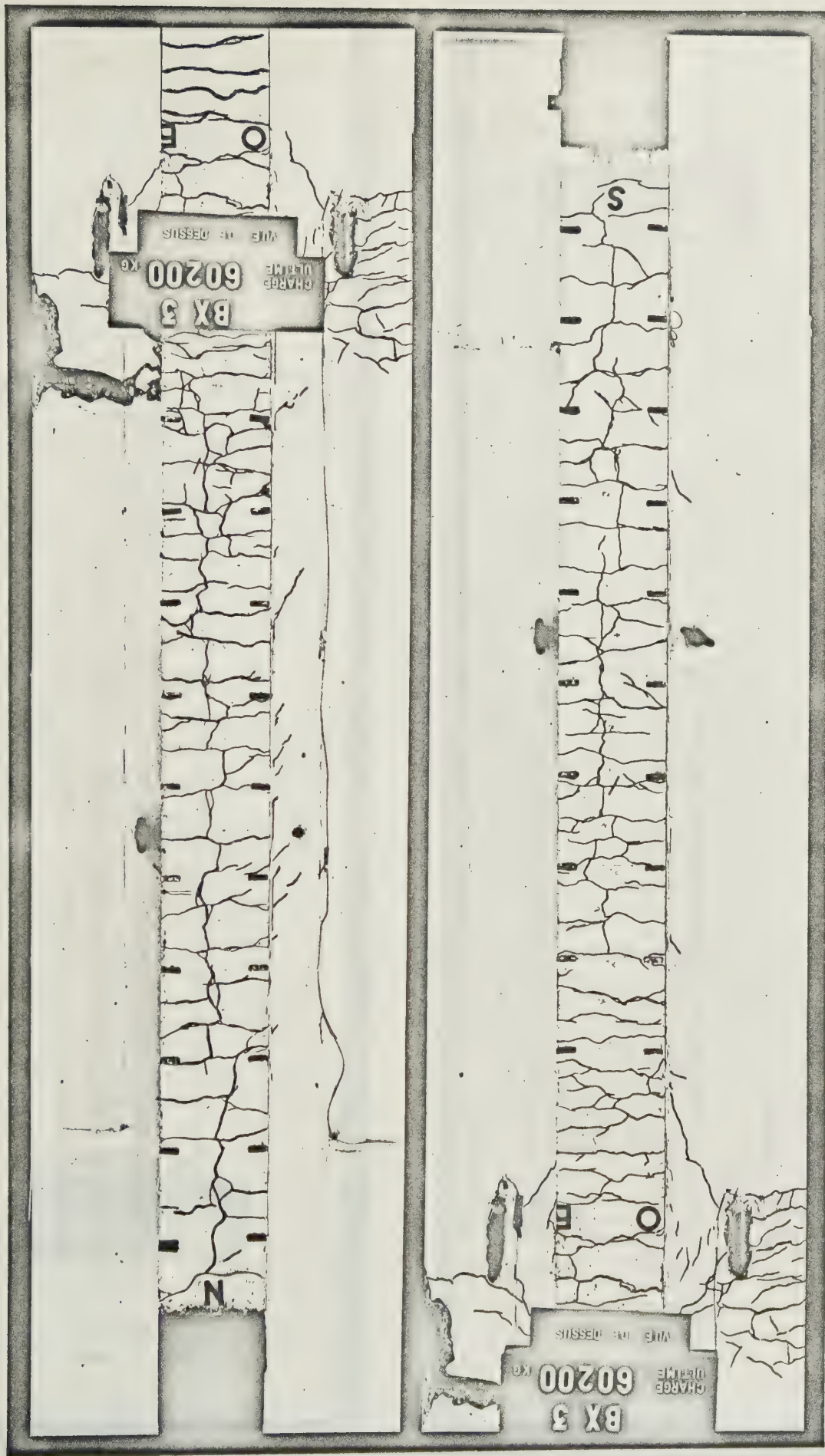


FIGURE 10. POUTRE BX 3
VUE DE DESSUS

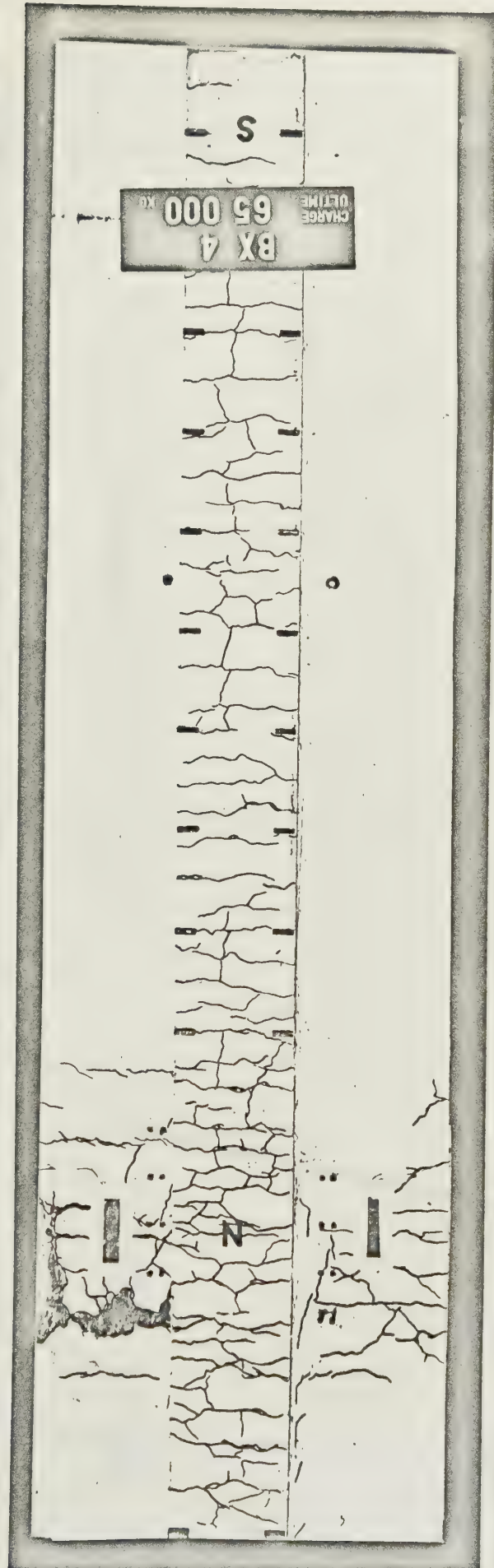
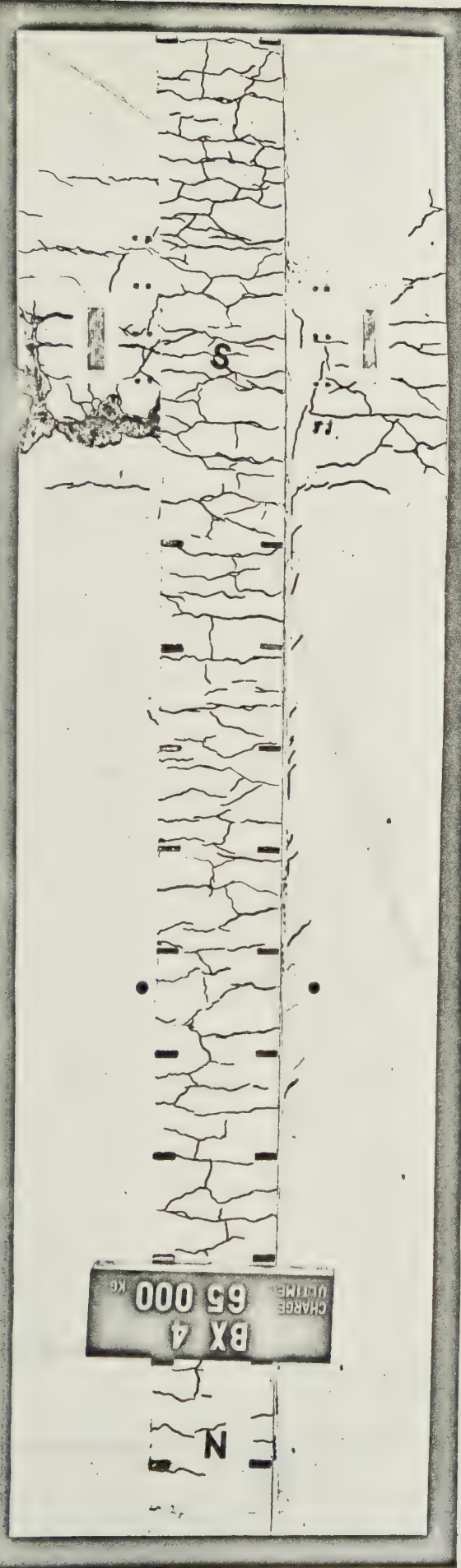


FIGURE: 11.- POUTRE BX 4
VUE DE DESSUS



FIGURE 12

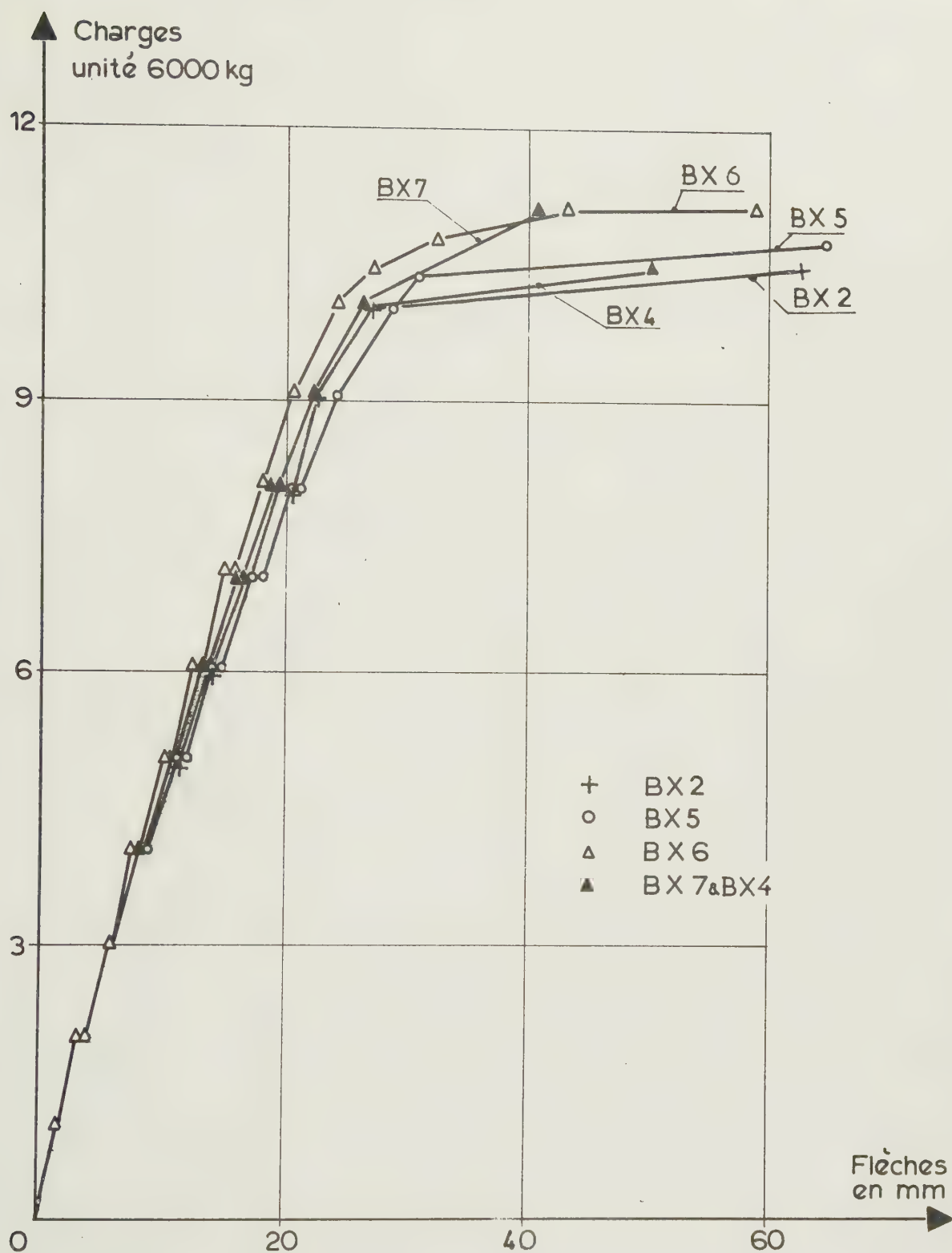


FIG. 13.- FLÈCHES TOTALES DES POUTRES: BX2.BX4.BX5.BX6.BX7

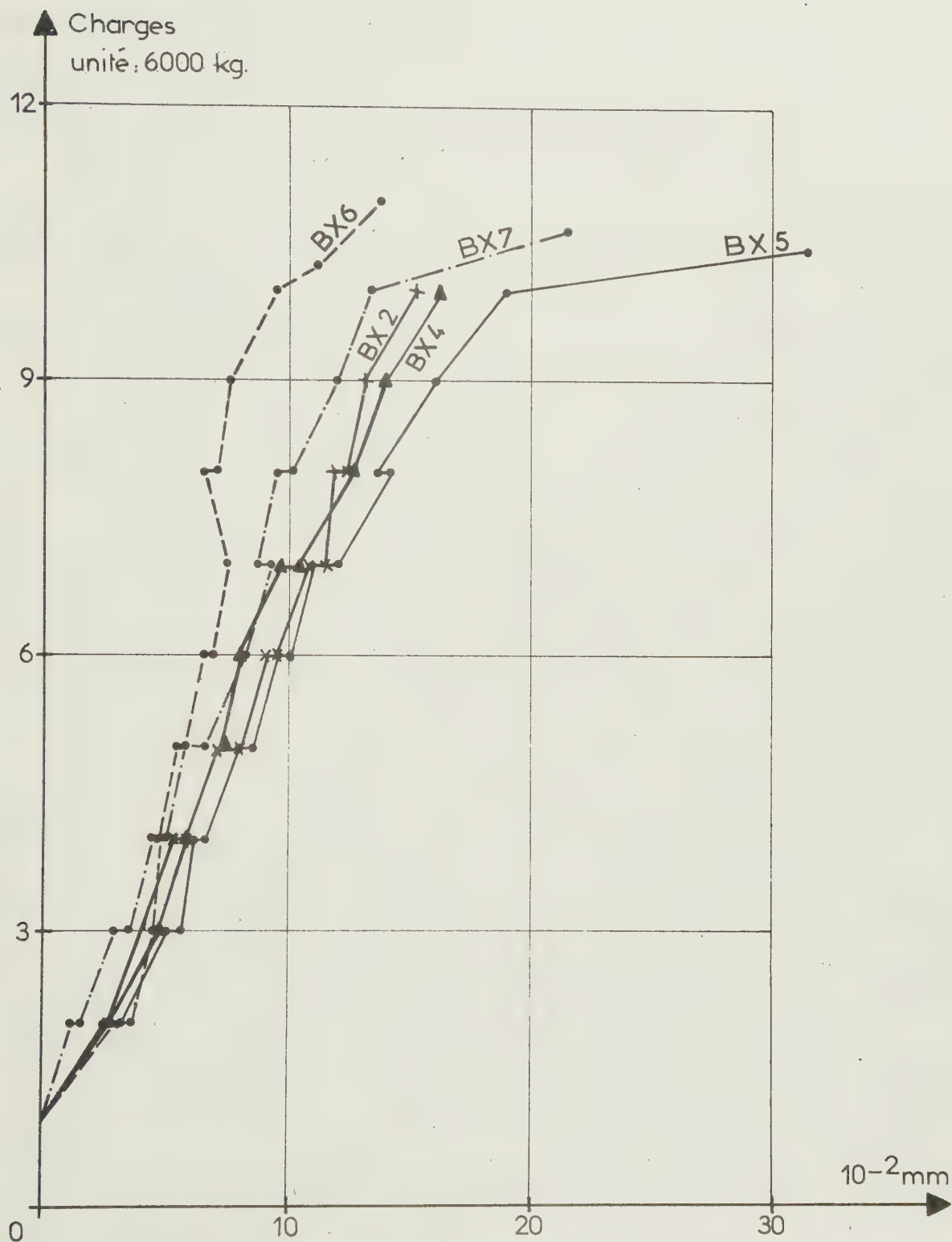


FIG 14 MOYENNE DES OUVERTURES DES FISSURES FACE OUEST
SUR LA LIGNE G - COMPARAISON ENTRE LES POUTRES **BX2,4,5,6,7**

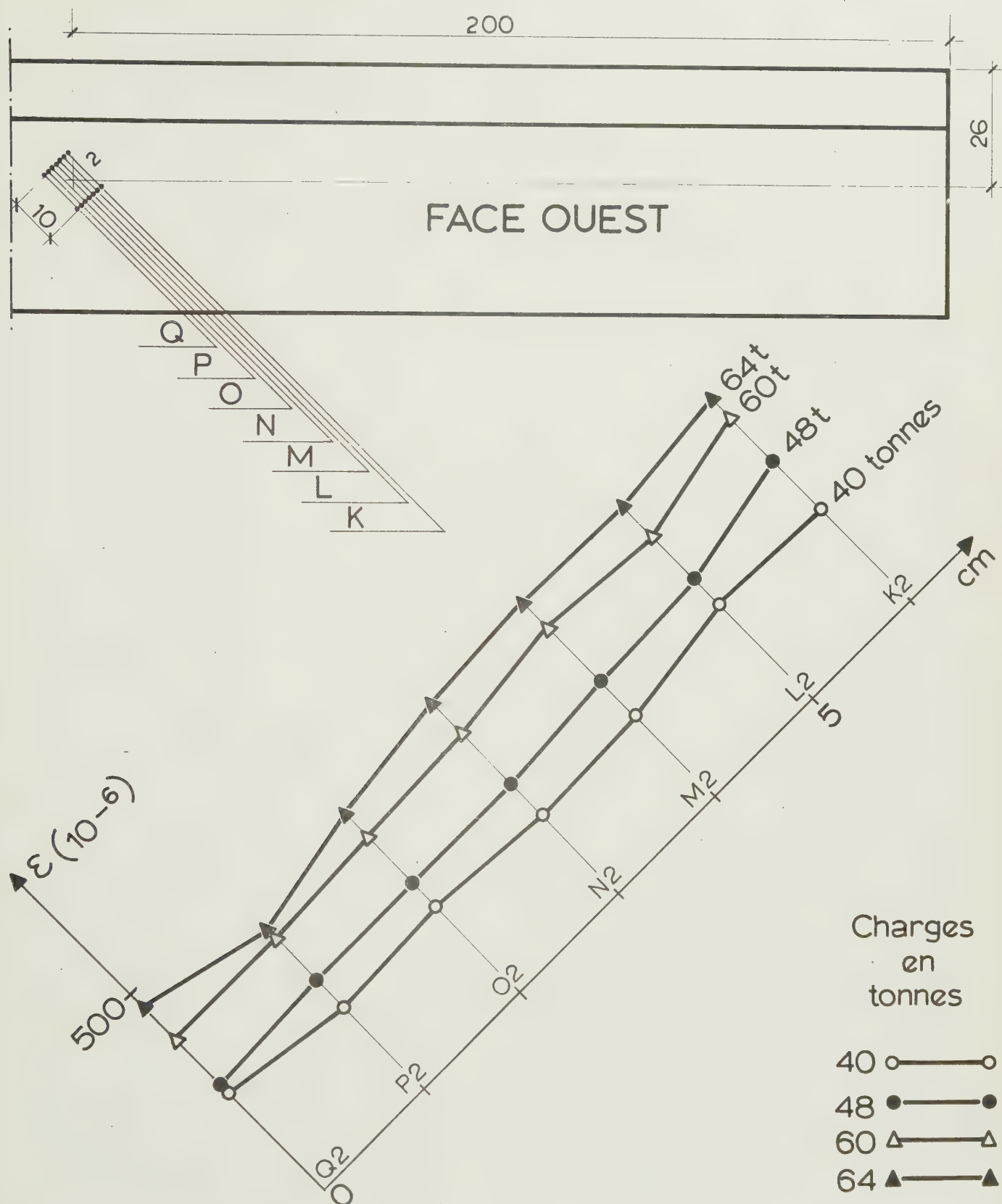


FIG: 15 - DIAGRAMME DES DEFORMATIONS D'UNE BIELLE DE LA POUTRE BX7

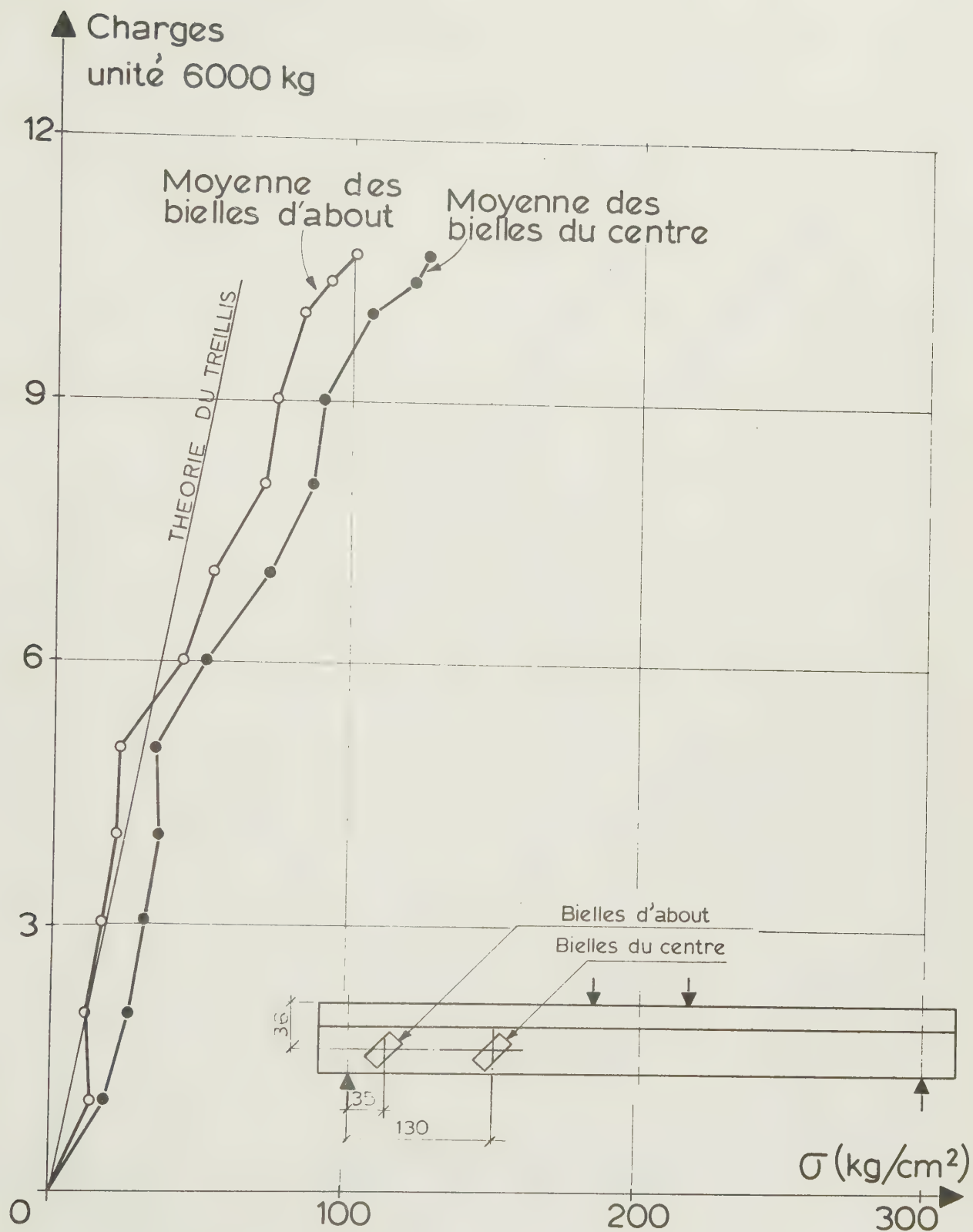


FIG. 16 - DIAGRAMME CONTRAINTES-CHARGES DES BIELLES DU CENTRE ET D'ABOUT DE LA POUTRE BX 6

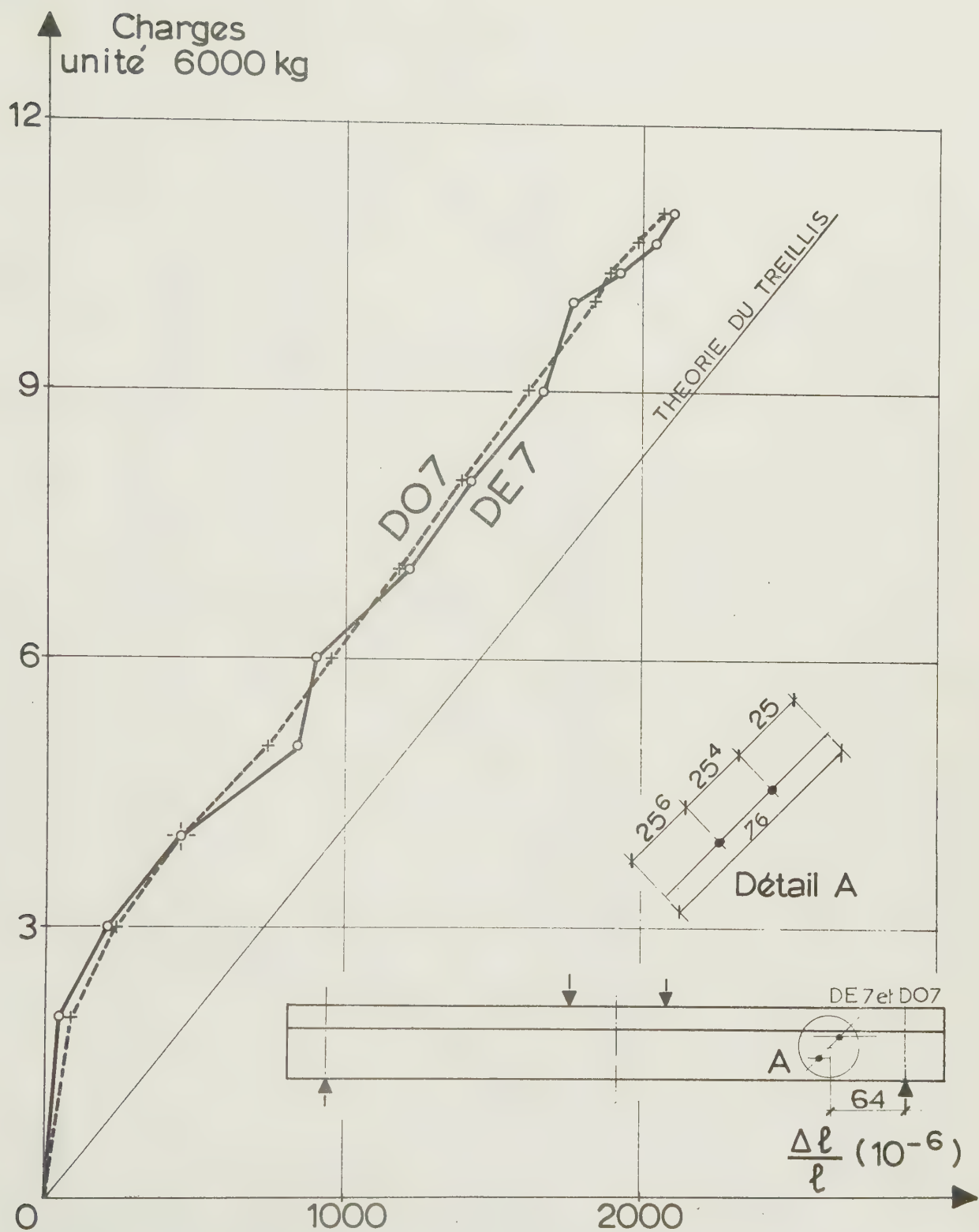


FIG. 17- DIAGRAMME DEFORMATIONS-CHARGES DES DEUX BRANCHES D'UN CADRE DE LA POUTRE BX 6

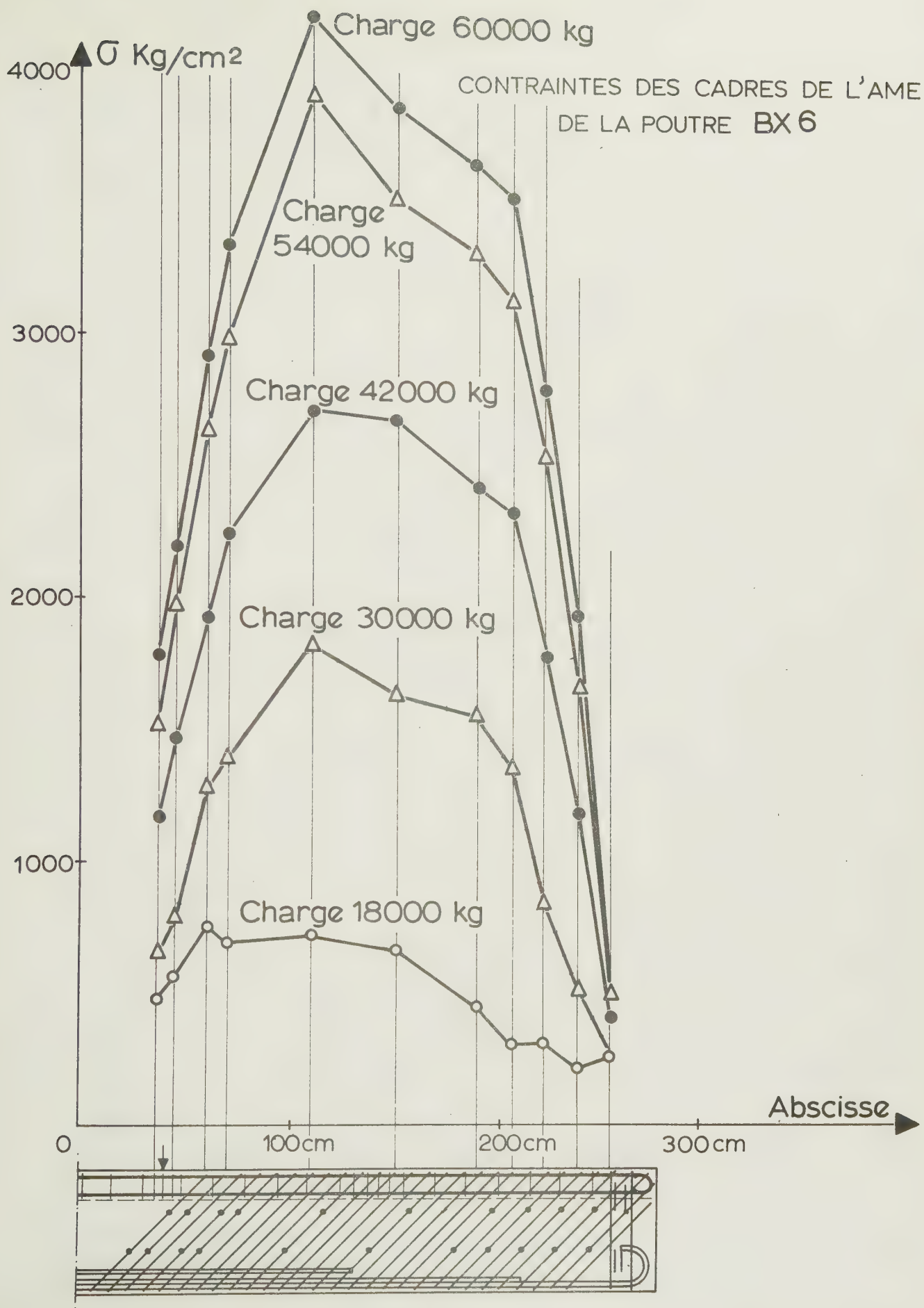


FIG. 18

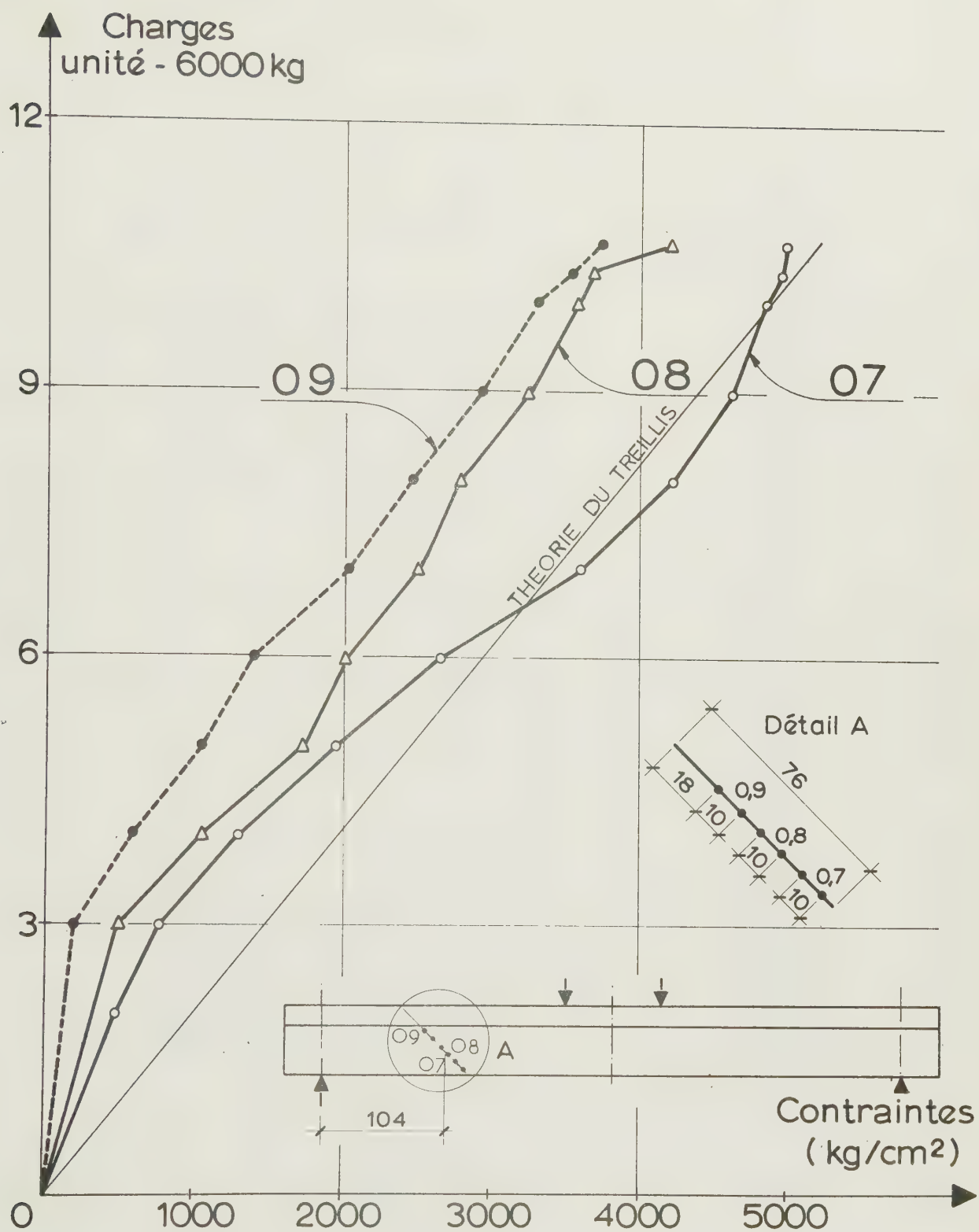
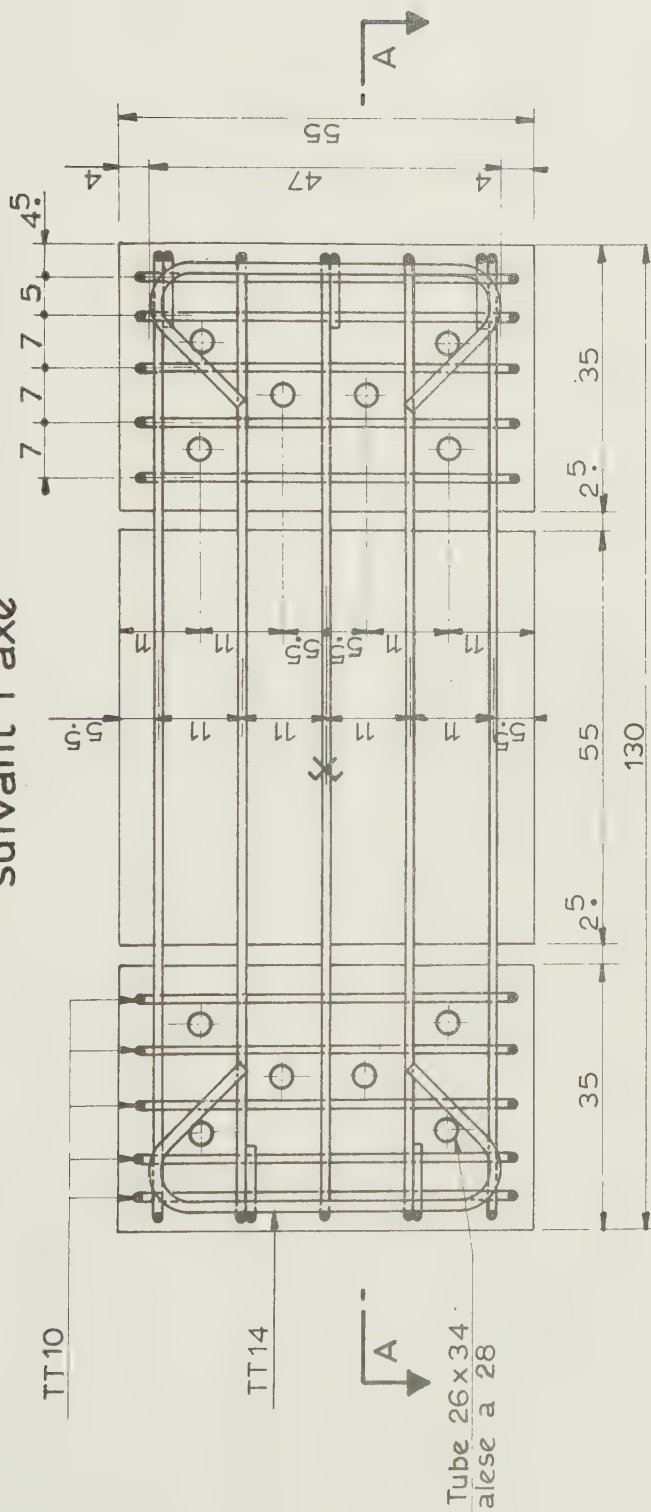


FIG: 19 .DIAGRAMME DEFORMATIONS_CHARGES EN DIFFERENTS POINTS D'UN CADRE DE L'AME DE LA POUTRE BX6

COUPE LONGITUDINALE suivant l'axe



COUPE A-A

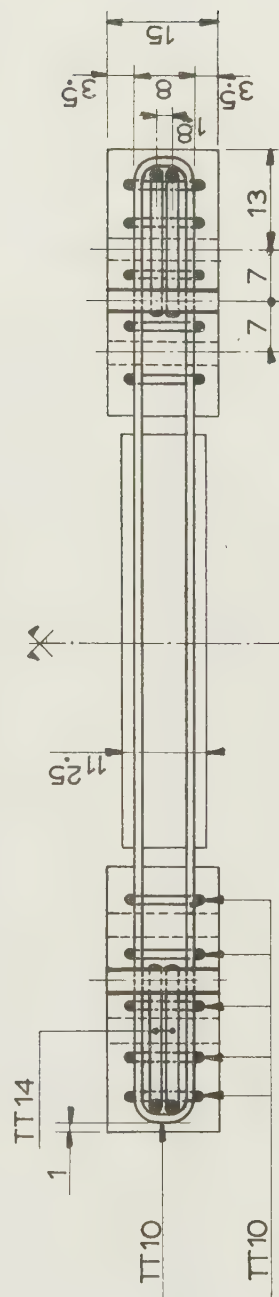


FIGURE 1 a - CORPS D'EPREUVE

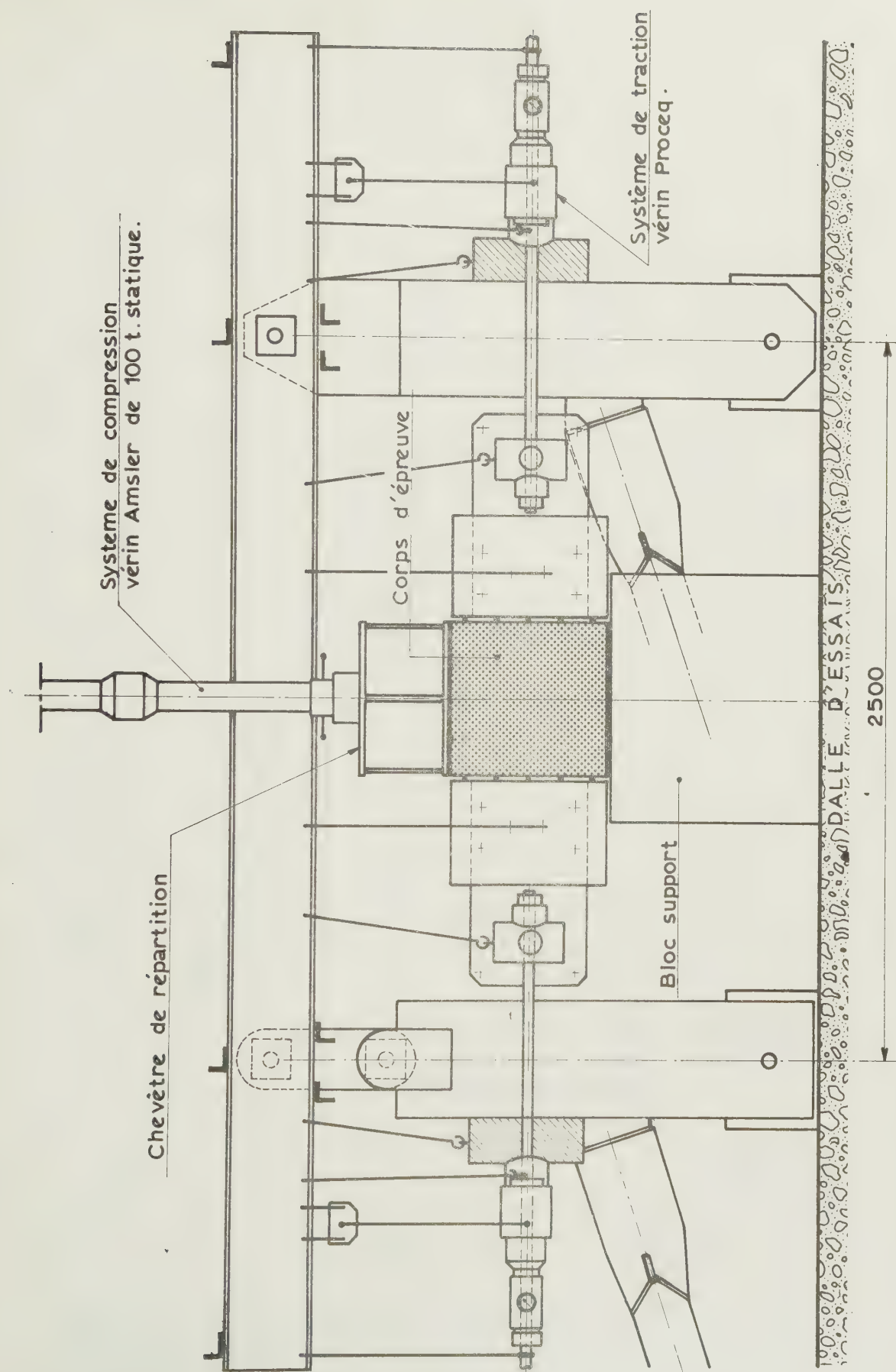


FIGURE 2 a - DISPOSITIF D'ESSAI

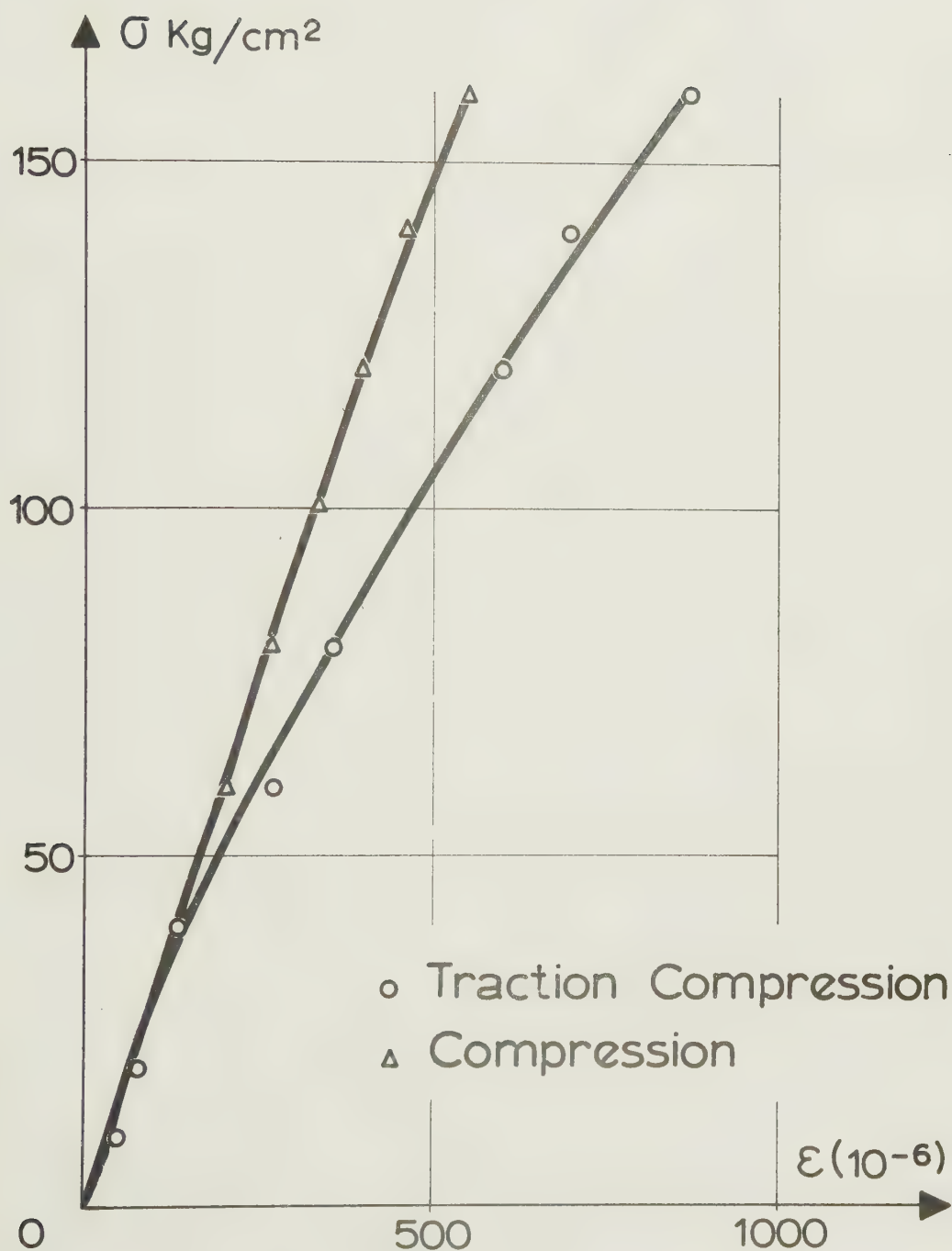


FIGURE 3 a. - DIAGRAMMES DEFORMATIONS-CONTRAINTES D'UN CYLINDRE EN COMPRESSION SIMPLE ET D'UN PRISME EN COMPRESSION-TRACTION.

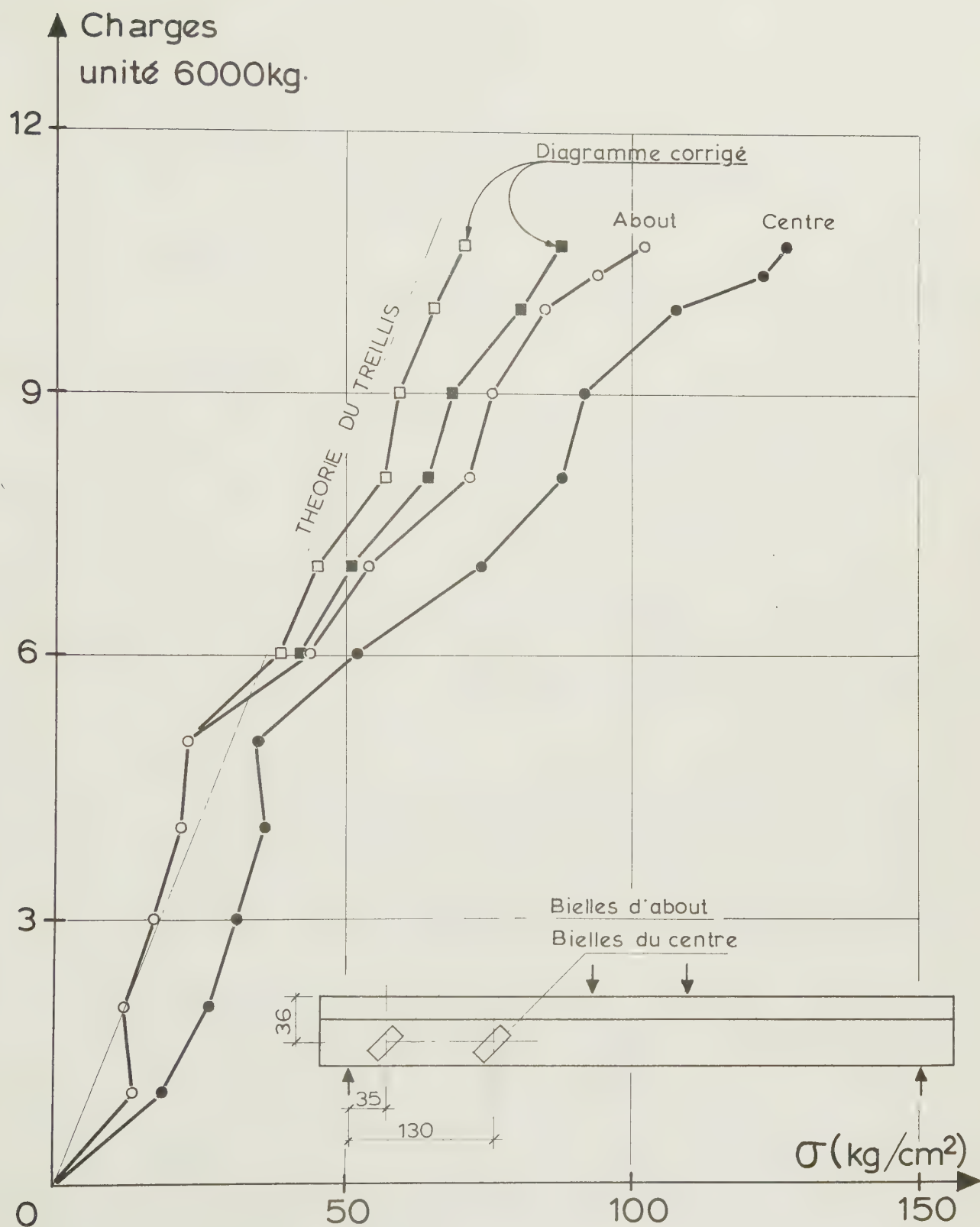


FIGURE 4 a - DIAGRAMME CONTRAINTES-CHARGES DES BIELLES
DU CENTRE ET D'ABOUT DE LA POUTRE BX 6

BIBLIOGRAPHIE.

- 1 - ROBINSON J.R.
Symposium "Effort tranchant" de Wiesbaden, Avril 1963
Rupture - Résistance - Dispositions constructives.

- 2 - ROBINSON J.R.
"Essai de prisme soumis à des efforts de traction et de compression".

- 3 - TAUB J. & NEVILLE A.M.
"Resistance to shear of reinforced concrete beam".
Journal of the American Concrete Institute, August- Sept. Oct. Nov.
Dec. 1960.

- 4 - RUSCH & STOCKL
Augmentation de la résistance des membrures comprimées, due à
la présence de cadres.
Influence des étriers et des barres comprimées sur le comportement des
membrures comprimées des poutres en béton armé. 1963. DAFS n° 148.

- 5 - WALTER DILGER Z. University of Calgary, Kanada.
"Anfängliche und nachträgliche Durchbiegung infolge Querkraft
bei Stahlbetonbalken in Zustand II"
Sonderdruck aus : Beton und Stahlbetonbau, 62. Jahrgang, Heft 9/1967
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1 Berlin 31, Hohenzollerndamm 170.

- 6 - FRITZ LEONHARDT & RENE WALTHER
"Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau"
Beton und Stahlbetonbau, Berlin, Dezember 1961.

- 7 - WALTHER R.
"Ueber die Beanspruchung der Schubarmierung von Eisenbetonbalken"
Schweizerische Bauzeitung, Zurich, V.74 ; N°1, pp.8-12 ; N° 2, pp.12-17 ;
N° 3, pp. 34-37.

- 8 - RUSCH H.
 "Relation Between Crack Formation and Adhesion, Taking into Account Highly Stressed Reinforcement Bars"
 Preliminary Publication, Fifth Congress, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, 1956, pp.781-813.
- 9 - SALIGER R.
 Der Stahlbetonbau, 7e Edition, Franz Deuticke, Vienna 1949.
- 10 - MORSCH E.
 Der Eisenbentonbau, 6e Edition, Konrad Wittwer, Stuttgart, 1929.
- 11 - HOGNESTAD E.
 "What Do We Know About Diagonal Tension and Web neering Experiment Station, 1952.
- 12 - MOODY K.G. VIEST I.M. ELSTNER R.C. & HOGNESTAD E.
 "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams"
 ACI Journal, V.26 (Proceedings V.51): "Part 1 - Tests of Simple Beams" N° 4, Dec. 1954, pp.317-332 ; "Part 2 - Tests of Restrained Beams Without Web Reinforcement" N°5, Jan.1955, pp.417-434 ;
 "Part 3 - Tests of Restrained Beams with Web Reinforcement" N° 6 Feb. 1955, pp.525-539 ; "Part 4 - Analytical Studies" N° 7, Mar.1955 pp. 697-730.
- 13 - FERGUSON, Phil M. & THOMPSON J. Neils
 "Diagonal Tension in T-Beams Without Stirrups"
 ACI Journal, V.24, N°7, Mar.1953 (Proceedings V.49), pp.665-676.
- 14 - FERGUSON, Phil M.
 "Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests"
 ACI Journal, V.28, N°2, Aug.1956 (Proceedings V.53) pp.157-172
- 15 - NEVILLE A.M. & LORD E.
 "Tests on Shear Failure of Reinforced Concrete Beams"
 Concrete Laboratory Report, University of Manchester, 1958.

16 - TAUB J. & NEVILLE A.M.

Discussion of Reference 6, ACI Journal, V.30, N° 12, June 1959
(Proceedings V.55) pp.1454-1457.

17 - SMITH R.B.L.

"The Influence of Shear on the Moment of Resistance of Reinforced Concrete Beams" paper read before Lancashire and Cheshire Branch of the Institution of Structural Engineers (England), Mar. 1958.

18 - EVANS R.H.

"Stresses in the Steel Reinforcement of Reinforced Concrete Structures", The Structural Engineer (London), V. 13, Sept. 1935, pp.354-369.

19 - MORETTO Oreste

"An Investigation of the Strength of Welded Stirrups in Reinforced Concrete Beams" ACI Journal, V.17; N° 2, Nov.1945
(Proceedings V. 42), pp.141-162.

20 - LEWIS H.E.

"Comparative Tests on Concrete Beams and Slabs Reinforced with Mild Steel and Deformed Bar"
Preliminary Publication, Fifth Congress, International Association for Bridge and Structural Engineering (Lisbon, 1956) Zurich, pp.763-781.

21 - LEONHARD F.

"On the Need to Consider the Influence of Lateral Stresses on Bond", Proceedings, Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete (Stockholm, 1957), RILEM, Paris (Published by Tekniska Hogskolans Rotaprinttrycken, Stockholm, 1958), pp.29-34.

REMERCIEMENTS

J'exprime mes remerciements très sincères à MM. les Professeurs SIESTRUNCK et VICHNIEVSKY pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont bien voulu accorder à ce travail.

J'adresse mes remerciements respectueux à Monsieur ROBINSON, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Directeur de l' I.R.A.B.A. qui m'a fait le grand honneur de m'accueillir dans son Laboratoire et qui m'a guidé dans toutes les expériences.

Je tiens à témoigner de ma reconnaissance à Monsieur DREUX, Directeur-Adjoint du C.E.S. d'avoir mis à ma disposition une équipe de techniciens très qualifiés.

Je présente l'expression de ma sympathie la plus vive à tous mes camarades ingénieurs, ainsi qu'à tout le personnel du C.E.S.

DEUXIÈME THÈSE

Propositions données par la Faculté

Mise en équations de l'évolution du fluide dans les moteurs suralimentés
en vue de l'utilisation des machines à calculer

Vu et approuvé :

Paris, le 4 Janvier 1971

**Le Doyen de la Faculté des Sciences
de Paris**

L. GAUTHIER

Vu
et permis d'imprimer :

**Le Recteur de l'Académie
de Paris**

R. MALLET

